

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

DÉVELOPPEMENT DE PROTOCOLES EXPÉRIMENTAUX POUR CARACTÉRISER LA  
CONSOLIDATION DE RÉSIDUS MINIERS SATURÉS ET NON SATURÉS À PARTIR  
D'ESSAIS DE COMPRESSION EN COLONNE

KARIM ESSAYAD

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES  
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION  
DU DIPLÔME DE MAÎTRISES ÈS SCIENCES APPLIQUÉES  
(GÉNIE MINÉRAL)

AOÛT 2015

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

DÉVELOPPEMENT DE PROTOCOLES EXPÉRIMENTAUX POUR CARACTÉRISER LA  
CONSOLIDATION DE RÉSIDUS MINIERS SATURÉS ET NON SATURÉS À PARTIR  
D'ESSAIS DE COMPRESSION EN COLONNE

présenté par : ESSAYAD Karim

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. BUSSIÈRE Bruno, Ph. D., président

M. AUBERTIN Michel, Ph. D., membre et directeur de recherche

M. LI Li, Doctorat, membre

## DÉDICACE

*À toute ma famille, mes amis et proches*

## REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes sincères remerciements à mon directeur de recherche, le professeur Michel Aubertin, pour tout le temps qu'il m'a consacré, ses directives précieuses, sa compréhension, et pour la qualité du suivi durant tout le projet. Je voudrais vraiment vous remercier car j'ai eu beaucoup de chance de vous avoir comme directeur de mes travaux de recherches.

J'aimerais remercier également François, Behnam, Abtin, Vincent, Faustin et Simon qui étaient toujours disponibles pour répondre à mes questions. J'aimerais ensuite remercier le personnel technique du laboratoire d'environnement et hydrogéologie, Noura et Richard, ainsi que les stagiaires Eugen, Rama et Alexandre pour leur support au laboratoire.

Merci aussi aux techniciens du laboratoire de mécanique des sols André et David; et du laboratoire d'hydraulique Étienne.

Je remercie aussi tous mes collègues du département, pour leur disponibilité aux échanges.

J'exprime toute ma reconnaissance et gratitude au registrariat et à l'ensemble du corps enseignant de l'École Polytechnique de Montréal pour leurs efforts à nous garantir la continuité qui a permis l'aboutissement de ce programme de Maîtrise de recherche.

Je remercie également l'Institut de Recherche en Mine et en Environnement Polytechnique – UQAT, à travers ses partenaires, pour le soutien financier.

Je remercie enfin tous ceux qui, d'une manière ou d'une autre, ont contribué à la réussite de ce travail et qui n'ont pas pu être cités ici.



## RÉSUMÉ

L'exploitation minière génère d'énormes quantités de rejets. On distingue deux principaux types de rejets solides, soit les roches stériles et les résidus miniers (rejets de concentrateur). Les roches stériles résultent surtout des activités de dynamitage effectuées pour l'ouverture des fronts d'exploitation souterraine ou à ciel ouvert; elles sont habituellement stockées en surface dans des haldes à stériles. Les résidus miniers sont des matériaux à granulométrie fine, produits à partir des processus de traitement du minerai. Ces résidus sont généralement entreposés dans des parcs sous la forme d'une pulpe. Le remplissage progressif des parcs à résidus conduit à une consolidation de ces résidus sous l'effet de leur poids propre. Le comportement des résidus miniers dépend alors de leur compressibilité et de la vitesse de dissipation des pressions interstitielles.

Le drainage et l'exposition des résidus miniers initialement saturés en eau aux conditions climatiques naturelles peuvent conduire au développement de conditions non saturées qui affectent leur comportement, incluant le retrait (dessiccation) et la résistance à la traction. Cette désaturation est associée à un changement des proportions relatives d'air et d'eau interstitielle, qui engendre la création des forces de capillarité et d'adhésion. On observe alors le développement d'une pression d'eau négative, appelée une succion. Suite à cette évolution des conditions, la consolidation peut également se produire dans des conditions non saturées; cet aspect a toutefois été peu étudié pour les résidus miniers.

Ce projet de recherche présente une étude visant à développer une approche expérimentale pour évaluer la consolidation de résidus miniers, initialement lâches et saturés, en présence de pressions interstitielles positives ou négatives. Les protocoles expérimentaux ont été appliqués pour évaluer la compressibilité des résidus d'une mine en roche dure (Canadian Malartic, située en Abitibi) à partir d'essais de compression dans une colonne instrumentée. Dans le cas des résidus saturés, sept essais de compression ont été réalisés. Ils avaient pour but de définir les principaux paramètres de la compression primaire d'une pulpe de faible densité en fonction de la dissipation des pressions interstitielles ( $u$ ) en excès et des déplacements à l'application incrémentale d'une contrainte verticale externe pouvant atteindre jusqu'à 360 kPa. Les valeurs des contraintes verticales sont corrigées pour tenir compte de l'effet de la friction mobilisée aux parois internes de la colonne. La conductivité hydraulique saturée a aussi été estimée suite à ces

essais, ainsi que par des méthodes plus conventionnelles; ces valeurs sont comparées à celles obtenues avec des modèles prédictifs (i.e. Kozeny-Carman modifié et Kozeny-Carman modifié). La compression secondaire a également été évaluée, ce qui a permis de définir une relation entre l'indice de compression  $C_c$  et l'indice de compression secondaire  $C_{\alpha}$ . Les résultats expérimentaux obtenus ont été comparés avec certaines données tirées de la littérature.

Dans le cas des résidus soumis à une pression d'eau négative, ceux-ci montrent un comportement non saturé. Ces essais impliquent l'application d'une succion contrôlée au bas de l'éprouvette à travers un disque en céramique; pressions d'eau et les déplacements sont mesurés simultanément au cours du chargement mécanique. Le même montage de base a été utilisé que pour les résidus saturés (avec  $u > 0$ ), mais quelques ajustements ont été apportés. Deux types d'essais ont alors été menés. Le premier implique la compression sous des conditions drainées avec une succion constante, pouvant atteindre 73 kPa. Le second type d'essai a été effectué avec un accroissement progressif de la succion, en maintenant la charge axiale constante.

Ces essais ont permis d'évaluer l'effet de la succion matricielle et de la contrainte verticale nette sur plusieurs caractéristiques des résidus miniers. Les paramètres étudiés incluent les coefficients de compression, de changement du volume de l'eau, et de changement du volume total, la pression interstitielle induite (avec les isochrones de dissipation des surpressions), et le coefficient de consolidation. L'indice de recompression a aussi été mesuré pour quelques essais. Une évaluation de l'effet combiné de la succion et du degré de saturation sur les paramètres de compressibilité a également été effectuée.

Les résultats sont présentés dans le mémoire, avec des détails additionnels en annexe. Les principaux résultats sont analysés, interprétés et discutés. Les résultats de cette recherche répondent aux objectifs initiaux et ils permettent de mieux comprendre le comportement des résidus miniers en phase de compression sous des pressions interstitielles positives et négatives.

## ABSTRACT

Mining operations generate large amounts of solid wastes around the world. Two types of solid wastes can be distinguished: mine waste rock and mill tailings. Waste rock mainly results from the blasting activities performed to access the working areas of underground or open pit mines; it is usually disposed of in waste rock piles on the surface. Tailings are fine grained materials produced by ore treatment processes. These mine tailings are generally disposed in ponds in the form of a slurry. The progressive filling of tailing impoundment leads to their consolidation under self-weight. The behaviour of tailings then depends on their compressibility and the dissipation of pore water pressures.

Drainage and atmospheric exposure may lead to the development of non-saturated conditions in tailings, which affect their behavior, including their shrinking (desiccation) and tensile strength. This desaturation is associated with a change in the relative proportions of air and water in the pores, which modify the capillary and adhesion forces associated with negative water pressures (suction). The tailings consolidation may thus occur under saturated and unsaturated conditions. The latter aspect has not been studied previously on mine tailings.

This research project presents a study which aims at developing an experimental approach to evaluate the consolidation of tailings that are initially loose and saturated, in the presence of positive or negative pore water pressures. The experimental protocols have been applied to evaluate the compressibility of tailings from a hard rock mine (i.e. Canadian Malartic, located in Abitibi) by performing compression tests in an instrumented column. In the case of saturated tailings, seven compression tests have been conducted. The objective of these tests was to define primary compression parameters of the low-density slurry in terms of the dissipation of excess pore pressures ( $u$ ) and displacements under the incremental application of an external vertical stress that may reach 360 kPa. The value of the vertical stress has been corrected to take into account the effect of the friction mobilized along the internal walls of the column. The saturated hydraulic conductivity  $k_{sat}$  has also been estimated from these tests, and using more conventional testing methods. The values of  $k_{sat}$  have been compared with those obtained from predictive models (i.e. Kozeny-Carman and Kozeny-Carman modified). The secondary compression has

also been assessed based on the secondary compression index  $C_{\alpha}$ . These experimental results have been compared with data taken from the literature.

The tailings submitted to a negative pore water pressure exhibit typical unsaturated behaviour. The tests involved the application of a controlled suction at the base of the column through a ceramic disc. The water pressures and displacements have been measured simultaneously during mechanical loading. The same experimental setup used for saturated tailings (with  $u > 0$ ) has been applied here, but a few modifications have been made. Two specific types of tests have been carried out. The first involved compression under drained conditions with a constant suction that may reach up to 73 kPa. The second type of test has been performed with a progressively increasing suction, with a constant axial load. These tests have been used to evaluate the effect of matric suction and vertical stress on several characteristics of mine tailings. The targeted parameters include the compression coefficients, specific volume of water and the total volume, induced pore water pressures (with isochrones of dissipation), and the coefficient of consolidation. The recompression index has also been measured in a few tests. An evaluation of the effect of suction and of the degree of saturation on the compressibility parameters has also been performed.

The main results are presented in the thesis, with additional detail in the appendix. These results are analyzed, interpreted and discussed. The results of the research fulfill the initial objectives and lead to a better understanding of the behaviour of the mine tailings submitted to compressive stress under positive or negative pore water pressures.

## TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS .....	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT .....	VII
TABLE DES MATIÈRES .....	IX
LISTE DES TABLEAUX.....	XIII
LISTE DES FIGURES .....	XV
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS .....	XXVI
LISTE DES ANNEXES .....	XXXVII
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Généralités.....	1
1.2 Objectifs du projet de recherche et contenu du mémoire.....	4
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE .....	8
2.1 Propriétés hydrogéotechniques des résidus miniers.....	8
2.1.1 Propriétés physiques de base.....	9
2.1.2 Compressibilité et conductivité hydraulique saturée .....	12
2.1.3 Résistance au cisaillement.....	12
2.2 Compressibilité des sols : .....	13
2.3 Théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi.....	16
2.3.1 Vitesse de consolidation.....	16
2.3.2 Détermination du coefficient de consolidation .....	17
2.3.3 Mode de distribution et de dissipation des surpressions interstitielles.....	20
2.4 Compression secondaire.....	21

2.5	Comportement des sols non saturés .....	23
2.5.1	Généralités.....	23
2.5.2	Comportement à l'échelle microscopique et macroscopique.....	24
2.5.3	Création et effet de la succion .....	25
2.6	Écoulement de l'eau en milieux saturés et non saturés .....	29
2.6.1	Écoulement en zone saturée .....	29
2.6.2	Écoulement en zone non saturée .....	30
2.6.3	Comportement hydrique.....	31
2.6.4	Fonction de perméabilité .....	39
2.7	Phénomène d'hystérésis dans les sols non saturés .....	45
2.8	État des contraintes des sols non saturés .....	46
2.9	Consolidation des sols non saturés.....	48
2.9.1	Coefficient de changement de volume dans des conditions non saturées :.....	49
2.9.2	Évaluation du coefficient de consolidation des sols non saturés .....	52
2.9.3	Étude expérimentale de la de consolidation des sols non saturés .....	53
2.9.4	Surfaces constitutives : .....	58
2.10	Techniques expérimentales pour étudier la consolidation unidimensionnelle des sols saturés et non saturés.....	61
CHAPITRE 3 MÉTHODOLOGIE ET INSTRUMENTATION.....		66
3.1	Essais de compression des résidus saturés .....	66
3.1.1	Dispositif et méthodologie préliminaire.....	66
3.1.2	Modifications du protocole expérimental pour les essais sur les résidus saturés.....	69
3.1.3	Instrumentation.....	70
3.2	Procédure expérimentale pour les essais de compression à l'état saturée .....	77
3.3	Équipements utilisés pour les essais de compression sur les résidus non saturés .....	84

3.3.1	Méthodes de contrôle de la succion matricielle et essais préliminaires .....	84
3.3.2	Modifications du dispositif expérimental.....	85
3.3.3	Description complémentaires de quelques équipements utilisés .....	88
3.4	Procédure expérimentale pour les essais de compression sur des résidus non saturés ..	93
3.4.1	Essais de compression drainée sous une succion constante .....	93
3.4.2	Essais de compression sous une succion croissante.....	99
CHAPITRE 4 PRINCIPAUX RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX POUR LES ESSAIS SUR LES RÉSIDUS SATURÉS .....		102
4.1	Caractérisation des résidus miniers .....	102
4.2	Courbe de rétention d'eau et relations complémentaires .....	105
4.3	Évaluation du coefficient de friction pour les essais de compression en colonne .....	107
4.4	Résultats des essais de compression sur les résidus saturés.....	116
4.4.1	Relation $e - \sigma'_{vr}$ .....	116
4.4.2	Paramètres de compressibilité pour les divers paliers de chargement .....	120
4.4.3	Coefficient de consolidation $c_v$ .....	121
4.4.4	Dissipation des surpressions interstitielles.....	139
4.4.5	Paramètres de compression secondaire .....	150
CHAPITRE 5 PRINCIPAUX RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX SUR LES RÉSIDUS NON SATURÉS.....		155
5.1	Essais de compression à l'état non saturé .....	155
5.1.1	Chemin des contraintes .....	155
5.1.2	Atteinte de l'équilibre hydrostatique en présence d'une succion appliquée .....	161
5.2	Correction des contraintes verticales pour l'effet de la friction .....	163
	Effet de friction sur les paramètres de compressibilité .....	164
5.3	Essais de compression sous succion constante .....	167

5.3.1	Compressibilité.....	167
5.3.2	Coefficients de changement de volume .....	167
5.3.3	Essai sous succion croissante .....	175
5.3.4	Coefficients de changement de volume .....	181
5.4	Génération et dissipation des pressions interstitielles en excès .....	186
5.4.1	Essais de compression sous une succion constante.....	186
5.4.2	Essais à succion croissante .....	211
CHAPITRE 6 ANALYSE ET DISCUSSION DES RÉSULTATS.....		227
6.1	Essais de compression sur les résidus saturés .....	227
6.1.1	Relation entre le coefficient de compressibilité $a_v$ et la contrainte effective $\sigma'_{vf}$ .....	227
6.1.2	Effet de la teneur en eau initiale $w_0$ sur la compressibilité des résidus .....	233
6.1.3	Coefficient de consolidation $c_v$ .....	235
6.1.4	Estimation de la conductivité hydraulique saturée par méthodes indirectes.....	235
6.1.5	Dissipation des pressions interstitielles.....	239
6.1.6	Relation entre les paramètres $C_c$ et $C_\alpha$ .....	243
6.1.7	Effet de la friction sur la compression des résidus saturés.....	245
6.2	Comportement des résidus miniers non saturés .....	245
6.2.1	Compressibilité des résidus à l'état non saturé (avec succion).....	248
6.2.1	Analyse de la relation entre la teneur en eau volumique et la teneur en eau .....	265
6.2.2	Coefficients de changement de volume et variables d'état.....	266
6.2.3	Évaluation du coefficient de consolidation des résidus non saturés .....	270
CHAPITRE 7 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS .....		275
BIBLIOGRAPHIE .....		280
ANNEXES .....		288



## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1: Propriétés de résidus miniers (adapté de Qiu et Sego, 2001).....	9
Tableau 2.2 : Modèles développés pour décrire la courbe de rétention d'eau des sols .....	38
Tableau 2.3: Modèle de Kozeny-Carman modifié d'après Mbonimpa et al. (2002) .....	42
Tableau 3.1: Propriétés physiques des céramiques poreuses (tiré de Soil Moisture) .....	92
Tableau 4.1: Masses volumiques sèches maximale et minimale avec les indices des vides correspondant (tiré de Contreras, 2013).....	104
Tableau 4.2 : Caractéristiques générales des essais 1 à 7 menés sur des résidus saturés.....	118
Tableau 4.3: Valeurs des paramètres de compressibilité des résidus miniers saturés obtenus des 7 essais de compression en colonne .....	123
Tableau 4.4: Valeurs des déplacements pour l'essai 2, palier 1 .....	126
Tableau 4.5: Paramètres liés à la vitesse de consolidation des résidus saturés pour les essais de compression 1 à 7 .....	132
Tableau 4.6 : Valeurs moyennes des paramètres liés à la vitesse de consolidation des résidus CM (Osisko) obtenues des essais de compression 1 à 7 .....	140
Tableau 4.7: Valeur de la conductivité hydraulique mesurée en cellule triaxiale.....	142
Tableau 4.8: Valeurs moyennes des paramètres de compression secondaire obtenus à partir des essais de compressions en colonne instrumentée (résidus CM saturés).....	154
Tableau 5.1: Caractéristiques générales des essais de compression 8 à 10 sous succion constante menés sur des résidus (quasi) saturés .....	156
Tableau 5.2 : Caractéristiques générales de l'essai de compression 12 mené sur des résidus initialement saturés, mais qui deviennent ensuite non saturés (pour $\psi > \text{AEV}$ ).....	158
Tableau 5.3: Valeurs des paramètres de compressibilité des résidus miniers quasi saturés (essais 8-11) et non saturés (essai 12-B et 13-B), pour $\psi > 0$ kPa, obtenus des 6 essais de compression sous succion imposée réalisés en colonne instrumentée (voir les résultats à la figure 5.3).....	169

Tableau 5.4 : Valeurs des paramètres de compressibilité $a_v$ et $m_v$ des résidus miniers obtenus des essais de compression 8 à 11 sous succion constante (pour $S_r \sim 100\%$ , avec $m_{1s} = m_{1w} = m_v$ ) .....	171
Tableau 5.5 : Valeurs des coefficients de compressibilité volumique $m_{1w}$ et $m_{1s}$ selon la contrainte normale nette pour l'essai de compression 12-B (sous une succion constante de 43 kPa).....	172
Tableau 5.6 : Valeurs des coefficients de changement de volume $m_{1w}$ et $m_{1s}$ selon la contrainte normale nette pour l'essai de compression 13-B (sous une succion constante de 73 kPa).....	173
Tableau 5.7 : Valeurs des coefficients de changement de volume $m_{2w}$ et $m_{2s}$ en fonction de la contrainte normale nette pour l'essai de compression 12-A sous une succion croissante ( $\psi = 0$ à 43 kPa).....	183
Tableau 5.8 : Valeurs des coefficients de changement de volume $m_{2w}$ et $m_{2s}$ en fonction de la contrainte verticale nette pour l'essai de compression 13-A sous une succion croissante ( $\psi = 0$ à 43 kPa).....	184
Tableau 6.1: Paramètres de compressibilité obtenus à partir des essais de compression menés à différentes teneurs en eau initiales $w_0$ sur les résidus miniers saturés .....	234

## LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Entreposage des rejets miniers en surface; (a) Halde à stériles, (b) Parc à résidus (adapté de Williams, 2012). .....	2
Figure 1.2 : Représentation schématique d'une déposition des résidus en pâte (Aubertin, 2004)...3	3
Figure 1.3 : Conditions de consolidation pour les résidus miniers déposés en surface dans les parcs à résidus; la consolidation peut ainsi se faire en condition saturée lorsque le niveau phréatique est en surface ou en condition non saturée pour une nappe en profondeur.....4	4
Figure 2.1: Distribution granulométrique des résidus de mines en roches dures ; a) divers sites miniers Canadiens prélevés après déposition; b) provenant d'une mine du Québec et prélevé sur le terrain (tirée de Bussière, 2007) .....	10
Figure 2.2 Méthode graphique de détermination du coefficient de consolidation $c_v$ selon la technique de Casagrande à partir des données d'un essai œdométrique (tiré de Holtz et Kovacs, 1991).....	18
Figure 2.3: Méthode graphique de détermination du coefficient de consolidation $c_v$ selon la technique de Taylor (1948) à partir des données d'un essai oedométrique (tiré de Holtz et Kovacs, 1991).....	19
Figure 2.4: Phénomènes qui affectent la déformation des sols et l'écoulement de l'eau dans la zone .....	23
Figure 2.5 : Tension de la surface : (a) Forces intermoléculaires sur la pellicule contractile et dans l'eau; (b) Pressions et tension de surface agissant sur la pellicule en deux dimensions (adaptée de Fredlund et Rahardjo, 1993) .....	27
Figure 2.6 : Modèle physique d'une remontée capillaire dans un tube conjugué avec une distribution des pressions d'eau (adaptée de Fredlund et Rahardjo, 1993).....	28
Figure 2.7: Modèle conceptuel des régimes actifs et stables et des profils verticaux de la succion dans un sol homogène non saturé dans des conditions de flux variables à la surface (adapté de Lu et Likos, 2004). .....	29
Figure 2.8: Courbe de rétention d'eau dans le plan $S_r - \psi$ , montrant les trois principales zones de comportement en drainage (désaturation; tiré de Nishimura et al. 1999). .....	31

Figure 2.9 : Schéma de l'appareil classique pour mener un essai avec la colonne de Haines modifié après Dane et Hopmans, 2002 (tirée de Vanapalli et al. 2008). ....	33
Figure 2.10: Dispositif expérimental illustrant la technique de la pression d'eau négative en colonne selon ASTM (D6836, 2003; tirée de Vanapalli et al. 2008).....	34
Figure 2.11 : Vue schématique de la cellule de pression (tirée de Saleh Mbemba, 2010).....	35
Figure 2.12: Schéma d'une cellule tempe de vue en coupe (adaptée de Pabst, 2011).....	36
Figure 2.13: agrandissement du contact entre la plaquette de céramique d'un tensiomètre et les grains du sol non saturé (adapté de Lu et Likos, 2004).....	37
Figure 2.14 : Évolution de la conductivité hydraulique d'un sol non saturé par des suctions croissantes(tirée de Aubertin, 2012).....	40
Figure 2.15 : Représentation schématique de la fonction de perméabilité non saturée (a) et la courbe de rétention d'eau (b) pour un sable et un silt (tirée de Aubertin et al.,1995).....	41
Figure 2.16 : Illustration conceptuelle de l'hystérésis par la courbe de rétention d'eau (adaptée de Lu et Likos, 2004) .....	46
Figure 2.17 : Tenseur des contraintes et des pressions sur un élément de sol non saturé : a) approche des contraintes indépendantes de Fredlund et Morgenstern. b) approche de la contrainte effective de Bishop. (tirée de Lu et Likos, 2004).....	47
Figure 2.18 : Dispositif expérimental du cylindre (condition $K_0$ ) instrumenté pour réaliser des essais de compression sous une succion contrôlée (adapté d'après Rahardjo 1990). ....	54
Figure 2.19: Paramètres des pressions interstitielles $B_a$ et $B_w$ en fonction de la succion matricielle (adapté Rahardjo, 1990). ....	55
Figure 2.20: Isochrones de dissipation des pressions interstitielles de l'air et de l'eau durant un essai de compression drainé sous succion constante (adapté de Rahardjo, 1990). ....	56
Figure 2.21: Coefficient de consolidation $c_v$ obtenu à partir des essais S3 et S4 de compression drainée sous succion constante et des essais sous une succion croissante; la figure montre aussi une simulation numérique avec le code COMSOL (tiré de Rahardjo, 1990) .....	57

Figure 2.22: Comparaison des valeurs des coefficients de changement de volume $m_{1s}$ et $m_{1w}$ pour les essais de compression sous succion constante (a); $m_{2s}$ et $m_{2w}$ pour les essais sous succion croissante (SC), $m_{2w}$ l'essai en cellule tempe et $m_{2s}$ l'essai de retrait libre (b): (tiré de Rahardjo 1990). ....	59
Figure 2.23: relation entre l'indice des vides et la teneur en eau pour les sols non saturés ;a) relation de l'indice des vides; b) projection des courbes de la surface constitutive de l'indice des vides en fonction de $\log \sigma_v - u_a$ et $\log u_a - u_w$ ; c) relation de la teneur en eau; d) projection des courbes de la surface constitutive de la teneur en eau versus $\log \sigma_v - u_a$ et $\log u_a - u_w$ . (adapté de Fredlund et Rahardjo, 1993).....	62
Figure 2.24 : Schéma descriptif d'une cellule oedométrique ouverte avec une photo de l'appareil de type T302. (Laboratoire d'hydrogéologie et environnement minier de l'École Polytechnique de Montréal, adapté de Duhaime, 2012). ....	63
Figure 3.1: Montage utilisé pour les essais de compression en colonne instrumentée (tirée de Bolduc, 2012); les composantes sont identifiés dans le texte. ....	68
Figure 3.2 : Dispositif expérimental utilisé pour les essais de compression en colonne instrumentée sous des conditions saturées; les composantes sont identifiées dans le texte...	71
Figure 3.3 : Photo de la fixation du LVDT T50 (a) avec un schéma descriptif (b). ....	72
Figure 3.4 : Mode de branchement d'un tensiomètre avec un connecteur rapide.....	73
Figure 3.5 : Cellule de saturation des tensiomètres sous vide.....	73
Figure 3.6 : dispositif de calibration des tensiomètres ; (a)intervalle des pressions d'eau positives;(b) intervalle des pressions d'eau négative. ....	74
Figure 3.7 : Cellule de charge «Honeywell, 2013»; (a) Schéma descriptif des composantes de la cellule; (b) Photo illustrative de la cellule M43. ....	76
Figure 3.8 : Dispositif d'acquisition automatique des données expérimentales. ....	77
Figure 3.9: Aperçu du système de saturation des résidus miniers (adaptée de Poncelet, 2012)....	78
Figure 3.10 : Méthode de mise en place des résidus miniers saturés dans la colonne de compression ; a) colonne remplie (d'eau désaérée); b) déposition des résidus (adapté de Poncelet, 2012).....	80

Figure 3.11 : Éléments utilisés dans le montage de la colonne instrumentée pour mener les essais de compression en condition non saturée.....	86
Figure 3.12: Dispositif expérimental utilisé pour mener les essais de compression en colonne instrumentée sous des conditions non saturées (avec application d'une succion contrôlée). 88	
Figure 3.13 : Composante du montage avec le capteur microsonique (à ultrasons) et le mode de fixation pour essais de compression sous conditions non saturées .....	89
Figure 3.14 : Composante d'un régulateur de vide .....	90
Figure 3.15 : Mode de connexion entre le système de pression d'air (négative), la cellule tempe et la base de la colonne.....	91
Figure 3.16 : Bouchon et disque en céramique utilisés durant les essais de compression.....	92
Figure 3.17 : Technique de saturation des céramiques poreuses adaptée à la colonne.....	94
Figure 3.18 : Technique de saturation des céramiques poreuses avec utilisation des connecteurs rapides. ....	95
Figure 3.19 : Position de branchement des tensiomètres avec la colonne de consolidation. ....	97
Figure 3.20 : Système de drainage placé sur la partie supérieure de l'éprouvette .....	98
Figure 3.21 : Mode de récupération de l'éprouvette à la fin de l'essai de compression .....	99
Figure 3.22 : Organigramme du programme expérimental.....	101
Figure 4.1 : Courbes granulométriques des résidus miniers CM (baril 1, chaudières a, b et c)...103	
Figure 4.2: Évolution du rapport $\Delta u / \Delta \sigma_v$ en fonction des contraintes effectives pour les essais de compression saturée 4,5 et 6. ....	108
Figure 4.3 : Schématisation d'une éprouvette des résidus dans la colonne aux parois rigides, avec les composantes des forces sur élément horizontal d'épaisseur $dh$ ; $H$ est la hauteur de la colonne (m); $D$ le diamètre de l'éprouvette (m); $W$ la force due au poids propre des résidus ( kN ) ; $V$ (kN) est la force verticale réelle sur l'élément due à l'effet de friction (avec $dV$ l'accroissement dû au poids de la tranche); $P$ la force verticale appliquée (kN) ; $C$ la force de compression latérale (kN) le long des parois de la colonne (kN) et $S$ la force de cisaillement	

au long des parois (voir aussi l'analyse présentée par Aubertin et al. 2003b, pour les ouvertures remblayées et Li et Aubertin 2009 analyse en 3D). .....	110
Figure 4.4 : Relation graphique qui permet l'estimation de la valeur du coefficient de friction à partir de la mesure de la variation des pressions interstitielles initiales (en excès) pour les essais de compression saturée n°4, 5 et 6. ....	114
Figure 4.5 : Force verticale appliquée $F_{\text{appliquée}}$ (kN) versus la force mesurée $F_{\text{mesurée}}$ (kN) ; les forces sont corrigées pour l'effet de la friction; essai de compression 6 sur des résidus saturés. ....	117
Figure 4.6 : Courbe de compression dans le plan $e$ -log $\sigma'_{vr}$ (a) et le plan $e$ - $\sigma'_{vr}$ (b) pour les essais 1 et 2 menés sur les résidus CM. ....	119
Figure 4.7 : Courbes de compression sur les résidus CM saturés dans le plan $e$ -log $\sigma'_v$ (a) et dans le plan $e$ - $\sigma'_v$ (b) pour les essais 3 à 7. ....	122
Figure 4.8: Courbes de compression dans le plan $e$ -log $\sigma'_v$ et $e$ - $\sigma'_v$ pour les essais 3(a), 4 (b) et 5 (c) qui comportent un déchargement et un rechargement. ....	125
Figure 4.9 : Méthode de Casagrande appliquée au palier 1 de l'essai 2 ( $t_{50} = 2500$ sec) .....	128
Figure 4.10 : Méthode de Taylor appliquée au palier 1 de l'essai 2 ( $t_{90} = 12100$ sec) .....	129
Figure 4.11 : Courbes de tassement de l'éprouvette (mm) en fonction du log du temps (a) et de la racine du temps (b) pour chaque palier de chargement de l'essai 2; les courbes sont utilisées pour évaluer la valeur de $c_v$ , selon les techniques de (a) Casagrande (b) Taylor (du palier 2 au palier 12). ....	131
Figure 4.12: Comparaison entre les valeurs de $k_{\text{sat}}$ mesurées aux essais triaxiaux et celles prédites selon les modèles KCM, KC et $KC_{\text{résidus}}$ en fonction de l'indice des vides $e$ . ....	142
Figure 4.13: Évolution des pressions interstitielles, sur la hauteur de l'éprouvette pour un accroissement de contrainte $\Delta\sigma_{vr} = 14$ kPa en fonction du temps (a) et sous la forme des isochrones de dissipation (b) pour l'essai 5 (palier 3). ....	144
Figure 4.14 : a) Surpressions interstitielles générées le long de la hauteur de l'éprouvette suite à l'accroissement des contraintes au cours des paliers de chargement; b) déplacements verticaux cumulés mesurés à la surface de l'éprouvette (essai 4). ....	146

- Figure 4.15: Évolution des pressions interstitielles sur toute la hauteur de l'éprouvette sous un accroissement de contrainte  $\Delta\sigma_{vr} = 27$  kPa en fonction du temps pour les paliers 4(a) et 5 (b) de l'essai 4.....147
- Figure 4.16: Variation des pressions interstitielles à la base de l'éprouvette en fonctions du temps pour quatre paliers de déchargement durant l'essai 4 ; a) Palier 15, avec  $\sigma_{vr}$  allant de 320 à 264 kPa; b) Palier 16,  $\sigma_{vr}$  de 264 à 182 kPa ; c) Palier 17,  $\sigma_{vr}$  de 182 à 99 kPa ; d) Palier 18,  $\sigma_{vr}$  de 99 à 17 kPa).....149
- Figure 4.17: Pressions interstitielles générées à la base de l'échantillon lors de l'accroissement des contraintes au cours des paliers de rechargement pour l'essai 4. ....150
- Figure 4.18: Évaluation des caractéristiques de la phase de compression secondaire à partir des courbes de tassement versus le log temps selon le rapport de chargement LIR pour le palier 4 (a) et le palier 13 (b (tassements) et c ( pressions interstitielles d'eau) de l'essai de compression 5.....153
- Figure 5.1: Chemin des contraintes durant l'essai de compression 12 sur des résidus initialement saturés, puis devenant non saturés ; CS : compression saturée; SC : succion croissante ; CSSC : compression sous succion contrôlée (chargement) ; CSSD : compression sous succion contrôlée (déchargement).....160
- Figure 5.2: Chemin des contraintes durant les essais de compression 13 sur des résidus initialement saturés, puis devenant non saturés ; CS : compression saturée; SC : succion croissante ; CSSC : compression sous succion contrôlée (chargement) ; CSSD : compression sous succion contrôlée (déchargement).....161
- Figure 5.3: Courbes de compression dans les plans  $e-(\sigma_{vr}-u_a)$  et  $e-\log (\sigma_{vr}-u_a)$  pour les divers essais sur des résidus quasi-saturés (avec  $u_w < 0$ ); on montre aussi les résultats de l'essai 5 à l'état saturé ( $u_w > 0$ ) pour fin de comparaison. ....168
- Figure 5.4 : Coefficient de compressibilité volumique  $m_v$  en fonction de la contrainte normale nette (corrigée pour l'effet de la friction) pour les essais de compression 8 à 11, sous une succion constante.....171



- Figure 5.5: Coefficients de changement de volume  $m_{1w}$  et  $m_{1s}$  en fonction de la contrainte verticale nette corrigée pour les essais de compression 12-B et 13-B en échelle semilogarithmique (a) et arithmétique (b) (succion contrôlée de 43 et 73 kPa). .....174
- Figure 5.6: Représentation des relations hydro-géotechniques obtenues pour l'essai 12-A à succion croissante ( $\psi = 0$  à 43 kPa) ; a) Relation  $S_r - w$  ; b) Relation  $S_r - \psi$  ; c) Relation  $e - w$  ; d) Relation  $e - \psi$  ; e) Relation  $\theta - w$  ; f) Relation  $\theta - \psi$  .....177
- Figure 5.7: Représentation des relations hydro-géotechniques obtenues pour l'essai 13-A à succion croissante ( $\psi = 0$  à 73 kPa) ; a) Relation  $S_r - w$  ; b) Relation  $S_r - \psi$  ; c) Relation  $e - w$  ; d) Relation  $e - \psi$  ; e) Relation  $\theta - w$  ; f) Relation  $\theta - \psi$  .....180
- Figure 5.8: Coefficients de changement de volume  $m_{2w}$  et  $m_{2s}$  en fonction de la succion matricielle pour les deux essais de succion croissante 12-A ( $\psi = 0$  à 43 kPa,  $(\sigma_{vr} - u_a) = 44$  kPa) et 13-A ( $\psi = 0$  à 73 kPa,  $(\sigma_{vr} - u_a) = 70$  kPa) en échelle logarithmique (a) et arithmétique (b). .....185
- Figure 5.9 : Pressions interstitielles pour l'essai de compression 8 (palier 1) à l'état saturé générées le long de l'échantillon sous un accroissement de contrainte  $\Delta\sigma_{vr} = 18$  kPa (avec friction) en fonction du temps (a); isochrones de dissipation des pressions interstitielles  $u$  (b). .....188
- Figure 5.10: Pressions interstitielles pour l'essai de compression 8 (succion constante de 5 kPa) générées le long de l'éprouvette sous un accroissement progressif des contraintes; a) palier 4; b) palier 5; c) palier 6; d) palier 7; e) palier 8; f) palier 9. ....190
- Figure 5.11: Distribution des pressions interstitielles totales générées le long de l'éprouvette sous un accroissement progressif des contraintes; a) palier 4; b) palier 5; c) palier 6; d) palier 7; e) palier 8; f) palier 9 ; essai de compression 8 sous succion constante de 5 kPa. ....192
- Figure 5.12 : Pressions interstitielles pour l'essai de compression 9 (sous une succion constante de 10 kPa) générées le long de l'éprouvette sous un accroissement progressif des contraintes; a) palier 4; b) palier 5; c) palier 6; d) palier 7; e) palier 8; f) palier 9 .....194
- Figure 5.13: Distribution des pressions interstitielles générées le long de l'échantillon sous un accroissement progressif des contraintes ; a) palier 4; palier 5 ; c) palier 6; d) palier 7; e) palier 8; f) palier 9, essai de compression 9 sous succion constante de 10 kPa. ....196

- Figure 5.14 : Pressions interstitielles pour l'essai de compression 10 (sous une succion constante de 20 kPa) générées le long de l'éprouvette sous un accroissement progressif des contraintes; a) palier 4; b) palier 5; c) palier 6; d) palier 7.....198
- Figure 5.15: Isochrone de dissipation des pressions interstitielles dans le plan Z-u ; a) palier 4 ; b) palier 5; c) palier 6; d) palier 7 pour l'essai de compression 10 sous une succion constante de 20 kPa. ....200
- Figure 5.16 : Pressions interstitielles pour l'essai de compression 10 (sous une succion constante de 20 kPa) générées le long de l'éprouvette sous un déchargement axial; a) palier 12; b) palier 13; c) palier 14; d) palier 15.....202
- Figure 5.17: Pressions interstitielles pour l'essai de compression 11 (sous une succion constante de 30 kPa) générées le long de l'éprouvette sous un accroissement progressif des contraintes; a) palier 5; b) palier 6; c) palier 7; d) palier 8; e) palier 9; f) palier 10. ....205
- Figure 5.18 : Isochrone de dissipation des pressions interstitielles dans le plan Z-u: Isochrone de dissipation des pressions interstitielles dans le plan Z-u a) palier 5; b) palier 6; c) palier 7; d) palier 8; e) palier 9; f) palier 10 pour l'essai de compression 11 sous une succion constante de 30 kPa. ....206
- Figure 5.19 : Pressions interstitielles pour l'essai de compression 11 (sous une succion constante de 30 kPa) générées le long de l'éprouvette sous un déchargement axial; a) palier 11; b) palier 12; c) palier 13; d) palier 14.....207
- Figure 5.20: Pressions interstitielles pour l'essai de compression 12-B sous une succion constante de 43 kPa générées le long de l'éprouvette sous un accroissement progressif des contraintes; a) palier 10; b) palier 11; c) palier 12; d) palier 13; e) palier 14; f) palier 15. .209
- Figure 5.21: Pressions interstitielles générées le long de l'échantillon sous un accroissement progressif des contraintes; a) palier 10; b) palier 11; c) palier 12; d) palier 13; e) palier 14; f) palier 15 pour l'essai de compression 12-B sous une succion constante de 43 kPa. ....210
- Figure 5.22 : Pressions interstitielles pour l'essai de compression 13-B (sous une succion constante de 73 kPa) générées le long de l'éprouvette sous un accroissement progressif des contraintes; a) palier 16; b) palier 17; c) palier 18; d) palier 19; e) palier 20; f) palier 21. .212

- Figure 5.23: Isochrones de dissipation des pressions interstitielles générées le long de l'éprouvette sous un accroissement progressif des contraintes; a) palier 16; b) palier 17; c) palier 18; d) palier 19; e) palier 20; pour l'essai de compression 13-B sous une succion constante de 73 kPa. ....213
- Figure 5.24 : Évolution des pressions interstitielles suite à un accroissement de la succion; a) palier 4; b) palier 5; c) palier 6; d) palier 7; e) palier 8; f) palier 9 pour l'essai de succion croissante 12-A (avec une contrainte appliquée de 44 kPa, incluant l'effet de la friction)..217
- Figure 5.25: Isochrone de dissipation des pressions interstitielles pour a) palier 6 ;b) palier 7 c) palier 8; d) palier 9 pour l'essai de succion croissante 12-A. ....218
- Figure 5.26 : Équilibre hydrostatique pour une succion nulle pour l'essai 13-A (palier 6).....219
- Figure 5.27 : Pressions interstitielles pour l'essai 13-A sous une succion croissante (avec une contrainte appliquée de 70 kPa, incluant l'effet de la friction) générées suite à un accroissement de la succion ; a) palier 7; b) palier 8; c) palier 9; d) palier 10; e) palier 11 et f) palier 12 .....223
- Figure 5.28 : Isochrone de dissipation des pressions interstitielles; a) palier 7 ; b) palier 8 c) palier 9; d) palier 10; e) palier 11; f) palier 12 pour l'essai de succion croissante 13-A. ....225
- Figure 6.1: Relations entre le coefficient de compressibilité  $a_v$  et la contrainte verticale effective  $\sigma'_{vr}$  au niveau du capteur central pour les 6 essais sur des résidus saturés, dans un plan log-log; les paramètres de loi de puissance (équation 6-1) sont également donnés sur les figures. ....228
- Figure 6.2 : Relation entre le coefficient de compressibilité  $a_v$  et la contrainte verticale effective  $\sigma'_v$  au centre des éprouvettes pour les 4 essais sur des résidus saturés menés par L. Bolduc (2012), dans un plan log-log; les paramètres de loi de puissance sont également donnés dans la figure. ....230
- Figure 6.3 : Module de déformation contraint  $M$  (a) et module de Young  $E$  (b) en fonction des contraintes verticales effectives  $\sigma'_{vr}$  pour les essais de compression sur des résidus saturés n° 1, 2, 3, 4, 5,6 et 7. ....232

Figure 6.4: Relation entre le coefficient de consolidation $c_v$ , obtenue selon l'approche de Casagrande, et les contraintes verticales effectives au milieu des éprouvettes pour les essais de compression sur des résidus saturés (essais n° 1 à 7). .....	236
Figure 6.5: Relation entre le coefficient de consolidation $c_v$ , obtenue selon l'approche de Taylor, et les contraintes verticales effectives $\sigma_v'$ au milieu des éprouvettes pour les essais de compression sur des résidus saturés (essais n° 1 à 7). .....	236
Figure 6.6: Comparaison entre la conductivité hydraulique saturée obtenue expérimentalement à partir des méthodes de Casagrande et de Taylor et les modèles prédictifs KCM et KC (et $KC_{\text{résidus}}$ ) pour les essais 1 (a), 2 (b) et 3 (c). .....	240
Figure 6.7: Pressions interstitielles générées le long de l'éprouvette (a); Isochrones de dissipation des pressions interstitielles en excès mesurés par les tensiomètres $T_1$ , $T_2$ et $T_3$ durant le palier 4 de l'essai de compression 5 (b) (i.e rapport des pressions non dissipées sur $t_{ui0}$ ). .....	244
Figure 6.8 (début) : Valeurs du rapport $C_\alpha/C_c$ en fonction des contraintes verticales effectives au milieu ; a) essai 1; b) essai 2; b) essai 3. ....	246
Figure 6.9 : Effet de l'angle de friction sur l'indice de compression $C_c$ pour les essais de compression saturée; a) Essai 1; b) Essai 2;c) Essai 3; d) Essai 4; e) Essai 5; f) Essai 6. ...	249
Figure 6.10 : Effet de l'angle de friction sur le coefficient de changement de volume $m_v$ pour les essais de compression saturée; a) Essai 1; b) Essai 2;c) Essai 3; d) Essai 4; e) Essai 5; Essai 6. ....	250
Figure 6.11 : Effet de l'angle de friction sur l'indice de compression $C_c$ (a);et le coefficient $m_v$ (b) pour l'essai de compression saturée 7. ....	251
Figure 6.12: Indice de compression $C_c$ moyen en fonction de la succion $\psi$ pour les différents essais de compression sous succion constante 8 à 11 et 13-A à 13-B, selon les méthodes de Fredlund et Rahardjo (1993) et Khalili et Khabaz (1998). ....	253
Figure 6.13: Indice de compression $C_c$ en fonction de l'indice des vides selon les approches de : a) Khalili et Khabaz (1998); b) Fredlund et Rahardjo (1993) pour les essais 8 à 11,12-B et 13-B. ....	254

- Figure 6.14 : Temps requis pour atteindre la variation des pressions d'eau maximale à la base de l'éprouvette pour chaque essai de compression avec une succion constante (Essai 8 à 11, 12-B et 13-B). .....255
- Figure 6.15: Temps à l'équilibre hydrostatique (par paliers) pour a) les essais sous succion croissante 12-A et 13-A ; b) les essais de compression sous succion constante 8 à 11 et 12-B et 13-B. ....257
- Figure 6.16: Relations hydrogéotechniques obtenues pour les essais 12-A et 13-A; a) Relation  $S_r - w$  ; b) Relation  $S_r - \psi$  ; c) Relation  $e - w$  ; d) Relation  $e - \psi$  ; e) Relation  $\theta - w$  ; f) Relation  $\theta - \psi$  .....261
- Figure 6.17: Relations hydrogéotechniques obtenues pour les essais 12-A et 13-A, et l'essai en cellule tempe sur les résidus CM et l'essai en cellule de pression sur les résidus de Goldex (de Saleh Mbemba 2010); a) Relation  $S_r - w$  ; b) Relation  $S_r - \psi$  ; c) Relation  $e - w$  ; d) Relation  $e - \psi$  ; e) Relation  $\theta - w$  ; f) Relation  $\theta - \psi$  .....264
- Figure 6.18 : Relation entre teneur en eau volumétrique  $\theta$  et gravimétrique  $w$  des résidus CM obtenue par l'essai sous succion croissante 13-A, en cellule Tempe (résidus CM) et en cellule de pression (résidus de la mine Goldex; tirés Saleh Mbemba, 2010). .....266
- Figure 6.19 : Coefficients de changement de volume  $m_{2w}$  en fonction de la succion matricielle .....268
- Figure 6.20 : Coefficients  $m_{2s}$  en fonction de la succion pour les essais 12-A ( $\psi = 0$  à 43 kPa,  $(\sigma_{vr} - u_a) = 44$  kPa) ; 13-A ( $\psi = 0$  à 73 kPa,  $(\sigma_{vr} - u_a) = 70$  kPa) ; en cellule de pression (Saleh Mbemba, 2010); et en cellule tempe; en échelle logarithmique (a) et arithmétique (b). ....269
- Figure 6.21: Coefficient de consolidation obtenu par la méthode de Rahardjo (1990) et la méthode de Xu et Xie (2011) pour les essais 12-A (succion croissante  $\psi = 0$  à 43 kPa) (a); et l'essai 12-B (compression sous succion constante  $\psi = 43$  kPa) (b) .....272
- Figure 6.22: Coefficient de consolidation obtenu par ; la méthode de Rahardjo (1990) et la méthode de Xu et Xie (2011) pour les essais 13-A (succion croissante  $\psi = 0$  à 73 kPa) (a); et l'essai 13-B (compression sous succion constante  $\psi = 73$  kPa) (b). .....273

## LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

$a$	Constantes d'une équation du premier ordre (-)
$a$	Pression d'entrée d'air selon le modèle de Fredlund et Xing ( $M.L^{-1}.T^{-2}$ )
$a_c$	Coefficient d'adhésion dans le modèle de Kovacs Modifié (-)
$a_s$	Nombre de sorption (-)
$a_m$	Coefficient de compressibilité (en fonction de l'indice des vides) lié à une variation de la succion matricielle en échelle arithmétique ( $M^{-1}.L.T^2$ )
$a_{ms}$	Coefficient de compressibilité (rebondissement en fonction de l'indice des vides) lié à une variation de la succion matricielle en échelle arithmétique ( $M^{-1}.L.T^2$ )
$a_t$	Coefficient de compressibilité (en fonction de l'indice des vides) lié à la variation de la contrainte normale nette en échelle arithmétique ( $M^{-1}.L.T^2$ )
$a_{ts}$	Coefficient de compressibilité (rebondissement en fonction de l'indice des vides) lié à une variation de la contrainte normale nette en échelle arithmétique ( $M^{-1}.L.T^2$ )
$a_v$	Coefficient de compressibilité ( $M^{-1}.L.T^2$ )
$A$	Section de l'éprouvette ( $L^2$ )
$A_n$	Coefficient de série (-)
$AEV$	Valeur de pression d'entrée d'air ( $M.L^{-1}.T^{-2}$ )
$b$	Constantes d'une équation du premier ordre (-)
$b$	Degré de diffusion (-)
$b_m$	Coefficient de compressibilité (en fonction de la teneur en eau $w$ ) lié à une variation de la succion matricielle en échelle arithmétique ( $M^{-1}.L.T^2$ )
$b_{ms}$	Coefficient de compressibilité (rebondissement en fonction de la teneur en eau) lié à une variation de la succion matricielle en échelle arithmétique ( $M^{-1}.L.T^2$ )

$b_t$	Coefficient de compressibilité (en fonction de la teneur en eau) lié à la variation de la contrainte normale nette en échelle arithmétique ( $M^{-1}.L.T^2$ )
$b_{ts}$	Coefficient de compressibilité (rebondissement en fonction de la teneur en eau) lié à une variation de la contrainte normale nette en échelle arithmétique ( $M^{-1}.L.T^2$ )
$B_a$	Paramètre des pressions d'air des pores (-)
$B_w$	Paramètre des pressions interstitielles de l'eau (-)
$C$	Force de compression latérale ( $M.L.T^{-2}$ )
$C'$	Cohésion effective ( $M.L^{-1}.T^{-2}$ )
$C$	Cohésion totale ( $M.L^{-1}.T^{-2}$ )
CD	Consolidé drainé
CRE	Courbe de rétention d'eau
$C_G$	Constante adimensionnelle égale à 0,1
$C_a$	Constante associé à l'équation différentielle de la phase de l'air
$C_c^*$	Indice de compression de la courbe EOP (-)
$C_c$	Indice de compression (-)
$C_r$	Indice de recompression (-)
$c_v^a$	Coefficient de consolidation de la phase d'air ( $L^2.T^{-1}$ )
$c_g$	Constante de gravité (-)
$c_v^w$	Coefficient de consolidation lié à la phase de l'eau ( $L^2.T^{-1}$ )
$c_v$	Coefficient de consolidation ( $L^2.T^{-1}$ )
$C_w$	Constante liée à l'équation différentielle de la phase de l'eau (-)
$C_a$	Indice de compression secondaire (-)
$C_u$	Cohésion non drainée ( $M.L^{-1}.T^{-2}$ )
$C_U$	Coefficient d'uniformité ( $L.L^{-1}$ )
$C_m$	Indice de recompression (en fonction de l'indice de vides $e$ ) indice lié à une variation de la succion matricielle en échelle semilogarithmique (-)

$C_{ms}$	Indice de recompression (en fonction de $e$ ) lié à une diminution de la succion matricielle semilogarithmique (-)
$C_t$	Indice de compression (en fonction de $e$ ) lié à une variation de la contrainte normale nette en échelle semilogarithmique (-)
$C_{ts}$	Indice de recompression (en fonction de $e$ ) lié à une variation de la contrainte normale nette en échelle semilogarithmique (-)
$d$	Drainage
$D$	Diamètre de l'éprouvette (L)
$D_m$	Indice de recompression (en fonction de la teneur en eau $w$ ) lié à une variation de la succion matricielle en échelle semilogarithmique (-)
$D_{ms}$	Indice de recompression (en fonction de $w$ ) lié à une variation de la succion matricielle en échelle semilogarithmique (-)
$D_t$	Indice de compression (en fonction de $w$ ) lié à une variation de la contrainte normale nette en échelle semilogarithmique (-)
$D_{ts}$	Indice de recompression (en fonction de $e$ ) lié à une variation de la contrainte normale nette en échelle semilogarithmique (-)
$D_{10}$	Diamètre des particules à 10% de passant cumulé (L)
$D_{60}$	Diamètre des particules à 60% de passant cumulé (L)
$D_a^*$	Coefficient de diffusion de l'air ( $L.T^{-2}$ )
$du_a$	Excès des pressions d'air dans les pores ( $M.L^{-1}.T^{-2}$ )
$du_w$	Excès des pressions d'eau dans les pores ( $M.L^{-1}.T^{-2}$ )
$d\sigma_1$	Incrément de la contrainte principale majeure $\sigma_1$ ( $M.L^{-1}.T^{-2}$ )
$dh$	Perte de charge (L)
$dx$	Longueur de l'échantillon (L)
$E$	Module de Young du matériau ( $M.L^{-1}.T^{-2}$ )
$e$	Indice des vides ( $L^3.L^{-3}$ )
$e_f$	Indice des vides final ( $L^3.L^{-3}$ )



$e_a$	Indice des vides à l'entrée d'air ( $L^3.L^{-3}$ )
$e_0$	Indice des vides initial ( $L^3.L^{-3}$ )
$e_p$	Indice des vides à la fin de la compression primaire ( $L^3.L^{-3}$ )
$e$	Nombre naturel égale à 2.7182
$e_{min}$	Indice des vides minimal ( $L^3.L^{-3}$ )
$e_{max}$	Indice des vides maximal ( $L^3.L^{-3}$ )
EP	Modèle Élastique Plastique
$E_{oed}$	Module oedométrique ( $M.L^{-1}.T^{-2}$ )
EOP	Fin de la compression primaire
$f_f$	Fonction des propriétés du fluide en écoulement
$f_s$	Fonction de la surface spécifique du sol
$f_v$	Fonction des propriétés de l'espace poreux
$f_w$	Facteur illustre les conditions de la pression hydrostatique
$g$	Accélération gravitationnelle ( $L.T^{-2}$ )
$G$	Paramètre de déformabilité du sol
$G_s (Dr)$	Densité relative du sol (-)
$h$	Charge hydraulique (L)
$h_d (H_{dr})$	Hauteur de drainage (L)
$h_c$	Hauteur de la remontée capillaire (L)
$h_{co}$	Hauteur capillaire équivalente (L)
$h_{cow}$	Hauteur capillaire équivalente en chemin de mouillage (L)
$H$	Hauteur de l'éprouvette (L)
$H_0$	Hauteur initial de l'éprouvette (L)
$H_s$	Hauteur solide (L)
$H_f$	Hauteur finale de l'éprouvette (L)

$\Delta h_s$	Perte de charge interne (L)
$i (i_z)$	Gradient hydraulique interne ( $L.L^{-1}$ )
$J_a$	Débit massique de l'air ( $M.T^{-1}$ )
$I_p$	Indice de plasticité (-)
$k_{sat}$	Conductivité hydraulique saturée ( $L.T^{-1}$ )
$k_u$	Conductivité hydraulique non saturée ( $L.T^{-1}$ )
$k(\theta)$	Conductivité hydraulique non saturée ( $L.T^{-1}$ )
$k_r$	Conductivité hydraulique relative (-)
$K_0$	Coefficient de pression des terres (-)
KC	Kozeny Carman
KCM	Modèle Kozeny Carman modifié
$KC_{rm}$	Modèle Kozeny Carman adapté aux résidus miniers
L	Longueur de l'échantillon cylindrique (L) ;
$\Delta L$	Déformation (m)
$l_v$	Coefficient de compressibilité volumique du fluide interstitiel ( $M^{-1}.L.T^2$ )
m	Taux de remplissage ( $L.T^{-1}$ )
$m_{VG}$	Paramètre lié à la symétrie de l'ensemble de la courbe de rétention
m	Paramètre du sol lié à la valeur de la teneur en eau résiduelle
$m_1^s$	Coefficient de compressibilité volumique du solide lié à la variation de la contrainte normale nette ( $L^2.M^{-1}$ )
$m_2^s$	Coefficient de compressibilité volumique du solide lié à la variation de la succion matricielle ( $L^2.M^{-1}$ )
$m_1^w$	Coefficient de compressibilité volumique de l'eau interstitielle lié à la variation de la contrainte normale ( $L^2.M^{-1}$ )
$m_2^w$	Coefficient de compressibilité volumique de l'eau interstitielle lié à la variation de la succion matricielle ( $L^2.M^{-1}$ )

$m_1^a$	Coefficient de compressibilité volumique de l'air lié à la variation de la contrainte normale nette ( $L^2.M^{-1}$ )
$m_2^a$	Coefficient de compressibilité volumique de l'air lié à la variation de la succion matricielle ( $L^2.M^{-1}$ )
$m_v$	Coefficient de compressibilité volumique ( $L^2.M^{-1}$ )
$M_{hi} (M_{T0})$	Masse humide initiale (M)
$M_{Tf}$	Masse humide finale (M)
$M_s (M_d)$	Masse des solides (M)
$N$	Nombre totale des données
$n$	Paramètre du sol contrôle la pente de la CRE
$n$	Porosité ( $L^3.L^{-3}$ )
$n_d$	Paramètre d'ajustement selon le chemin de drainage
$n_{VG}$	Paramètre de la distribution de la taille des pores
$N$	Paramètre d'ajustement
$P$	Force verticale appliquée en compression sur le matériau ( $M.L.T^{-2}$ )
$P_z$	Taux des pressions interstitielles non dissipées (%)
$Q$	Débit ( $L^3.T^{-1}$ )
$q$	Débit spécifique appelé fréquemment vitesse de Darcy ( $L.T^{-1}$ )
$q$	Contrainte déviatorique (kPa)
$R$	Constante universelle des gaz parfait.
$R_0$	Lecture micrométrique initiale avant le début de consolidation (L)
$R_{100}$	Lecture correspondant à la fin de la consolidation primaire (L)
$R_{50}$	Lecture micrométrique correspondant à $t_{50}$ (L)
$R_{90}$	Lecture micrométrique correspondant à $t_{50}$ (L)
$R_s$	Rayon de courbure du ménisque (L)
$S$	Force de friction ( $M.L.T^{-2}$ )
$S$	Mesures des tassements (L)
$S(Sr)$	Degrée de saturation (%)

$S_0$	Degré de saturation initial ( $L^3.L^{-3}$ )
$S_f$	Degré de saturation final ( $L^3.L^{-3}$ )
$S_{90}$	déplacement mesuré à 90% de la compression primaire (L)
$S_{50}$	déplacement mesuré à 50% de la compression primaire (L)
$s_c$	Tassement de consolidation (L)
$s_i$	Tassement immédiat (L)
$s_s$	Tassement secondaire (L)
$S_s$	Surface spécifique ( $L^2.M^{-1}$ )
$S_a$	Composante d'adhésion du degré de saturation (-)
$S_c$	Composante de capillarité du degré de saturation (-)
$t$	Temps (T)
$T$	Température absolue ( $T = T^0C + 273.16$ ).
$T_{50}$	Facteur temps correspondant à $t_{50}$ (-)
$t_{50}$	Temps correspondant à un degré de consolidation de 50 % (T)
$T_{90}$	Facteur temps correspondant à $t_{90}$ (-)
$t_{90}$	Temps correspondant à un degré de consolidation de 90 % (T)
$T_v$	Facteur temps (-)
$T_s$	Tension de surface de l'eau (M.T)
$T$	Hauteur du sol au-dessus de la surface de la nappe (L)
$u$	Pressions interstitielles ( $M.L^{-1}.T^{-2}$ )
$u_a$	Pression de l'air des pores ( $M.L^{-1}.T^{-2}$ )
$u_w$	Pression de l'eau interstitielle ( $M.L^{-1}.T^{-2}$ )
$u_{\max}$ ( $u_{i0}$ )	Pression interstitielle initiale maximale ( $M.L^{-1}.T^{-2}$ )
$u_0$	Pression interstitielle à l'équilibre hydrostatique ( $M.L^{-1}.T^{-2}$ )
$u_e$	Surpression interstitielle ( $M.L^{-1}.T^{-2}$ )
$U$ (ou $U_{\text{moy}}$ )	Rapport de consolidation moyen (%)

USCS	Unified Soil Classification System
$u_t$	Surpression interstitielle non dissipée à l'instant $t$ ( $M.L^{-1}.T^{-2}$ )
$u_w$	Pression d'eau interstitielle ( $M.L^{-1}.T^{-2}$ )
$U_z$	Degré de consolidation à la profondeur $z$ et au temps $t$ (%)
$\bar{u}_a$	Pression d'air absolue ( $M.L^{-1}.T^{-2}$ )
$\bar{u}_{atm}$	Pression atmosphérique ( $M.L^{-1}.T^{-2}$ )
$u(z, t)$	Pressions interstitielles à la position $z$ et l'instant $t$ ( $M.L^{-1}.T^{-2}$ )
$\Delta u$	Pressions interstitielles en excès ( $M.L^{-1}.T^{-2}$ )
$V$	Volume total courant de l'élément de sol ( $L^3$ )
$V$	Force verticale réelle due à l'effet de friction ( $M.L.T^{-2}$ )
$V_0$	Volume initial du sol ( $L^3$ )
$V_a$	Volume de l'air des pores de l'élément du sol ( $L^3$ )
$V_v$	Volume des vides de l'élément du sol ( $L^3$ )
$V_w$	Volume l'eau interstitielle de l'élément du sol ( $L^3$ )
$v$	Vitesse apparente d'écoulement ( $L.T^{-1}$ )
$v_w$	Vitesse d'écoulement de l'eau à travers l'élément de sol ( $L.T^{-1}$ )
$w$	Mouillage
$w_i$	Teneur en eau massique par palier (%)
$w_a$	Teneur en eau correspondant à l'AEV ( $L^3$ )
$w_{es}$	Teneur en eau à la limite de retrait réelle (%)
$w_L$	Teneur en eau à la limite de liquidité (%)
$w_p$	Teneur en eau à la limite de plasticité (%)
$w_f$	Teneur en eau finale (%)
$w_{opt}$	Teneur en eau optimale de l'essai Proctor (%)
$W$	Force due au poids propre des résidus ( $M.L.T^{-2}$ )

$z$	Élévation relative (L)
$Z$	Hauteur normalisée ( $L.L^{-1}$ )
$z_i$	Position du tensiomètre par rapport à la base de la colonne (L)
$\alpha$	Constante (-)
$\alpha_{VG}$	Inverse de la pression d'entrée d'air ( $M^{-1}.L.T^2$ )
$\beta_w$	Angle de contact correspond au processus mouillage ( $^{\circ}$ )
$\gamma'$	Poids volumique déjaugé du sol ( $M.L^{-2}.T^{-2}$ )
$\gamma$	Poids volumique du sol ( $M.L^{-2}.T^{-2}$ )
$\gamma_w$	Poids volumique de l'eau ( $ML^{-2}T^{-2}$ ou $kN/m^3$ )
$\gamma'$	Poids volumique déjaugé ( $ML^{-2}T^{-2}$ ou $kN/m^3$ )
$\gamma_d$	poids unitaire sec ( $ML^{-2}T^{-2}$ ou $kN/m^3$ )
$\varepsilon$	Déformation selon les axes x, y et z (-)
$\Delta\varepsilon_v$	Déformation volumique (-)
$\theta$	Teneur en eau volumique ( $L^3.L^{-3}$ )
$\theta_e$	Teneur en eau réduite ( $L^3.L^{-3}$ )
$\theta_a$	Teneur en eau volumique à l'entrée d'air ( $L^3.L^{-3}$ )
$\theta_r$	Teneur en eau résiduelle ( $L^3.L^{-3}$ )
$\theta_s$	Teneur en eau volumique à la saturation ( $L^3.L^{-3}$ )
$\Theta$	Teneur en eau volumique normalisée ( $L^3.L^{-3}$ )
$\lambda$	Indice de distribution de la taille des pores
$\lambda_n$	Valeurs propres
$\delta_m$	Angle de frottement à l'interface ( $^{\circ}$ )
$\mu$	Coefficient de Poisson (-)
$\mu_w$	Viscosité dynamique de l'eau ( $Pa.s^{-1}$ )
$\rho$	Masse volumique du fluide ( $M.L^{-3}$ )

$\rho_s$	Densité des grains solides ( $M.L^{-3}$ )
$\rho_w$	Masse volumique de l'eau ( $M.L^{-3}$ )
$\rho_{d-max}$	Masse volumique sèche maximale ( $M.L^{-3}$ )
$\rho_{d-min}$	Masse volumique sèche minimale ( $M.L^{-3}$ )
$\rho_a$	Masse volumique de l'air
$\rho_w$	Masse volumique de l'eau ( $M.L^{-3}$ )
$\sigma_v$	Contrainte verticale totale ( $M.L^{-1}.T^{-2}$ )
$\sigma'_v$	Contrainte effective verticale ( $M.L^{-1}.T^{-2}$ )
$\sigma_h$	Contrainte horizontale qui agit sur la paroi ( $M.L^{-1}.T^{-2}$ )
$\sigma'_{vr}$	Contrainte effective corrigée pour effet de friction ( $M.L^{-1}.T^{-2}$ )
$\sigma-u_a$	Contrainte normale nette ( $M.L^{-1}.T^{-2}$ )
$\sigma_{vr}-u_a$	Contrainte normale nette corrigée pour effet de friction ( $M.L^{-1}.T^{-2}$ )
$\sigma_1$	Contrainte principale majeure ( $M.L^{-1}.T^{-2}$ )
$\sigma_3$	Contrainte principale mineure ( $M.L^{-1}.T^{-2}$ )
$\Delta\sigma$	Incrément de contrainte ( $M.L^{-1}.T^{-2}$ )
$\Delta\sigma_v$	Incrément de charge verticale ( $M.L^{-1}.T^{-2}$ )
$\Delta\sigma_{vr}$	Incrément de charge verticale corrigé pour effet de friction ( $M.L^{-1}.T^{-2}$ )
$\Delta\sigma'_v$	Accroissement des contraintes effectives ( $M.L^{-1}.T^{-2}$ )
$\varphi$	Angle de frottement apparente ( $^{\circ}$ )
$\varphi'$	Angle de frottement effectif ( $^{\circ}$ )
$\varphi^b$	Angle de frottement lié à $\psi$ ( $^{\circ}$ )
$\chi$	Paramètre du matériel lié au degré de saturation.
$\psi (u_a-u_w)$	Succion matricielle ( $M.L^{-1}.T^{-2}$ ) ou (L)
$\psi_r$	Succion correspondant à $\theta_r$ ( $M.L^{-1}.T^{-2}$ ) ou (L)

$\Psi_a$	Pression d'entrée d'air ( $M.L^{-1}.T^{-2}$ )
$\psi_i$	Succion appliquée par palier ( $M.L^{-1}.T^{-2}$ )
$\omega_a$	Masse moléculaire de l'air (kg/kmol).



## LISTE DES ANNEXES

Annexe 1 : Équation différentielle partielle de la phase de l'eau des pores.....	289
Annexe 2 : Équation différentielle partielle de la phase de l'air des pores :.....	291
Annexe 3 : Exemple des conditions des essais de compression des sols non saturés (série S3) (Tiré de Rahardjo, 1990) .....	295
Annexe 4: Courbe de calibration des tensiomètres (1 et 2) Omega PX243-50BG (0-50 psi) pour les essais de compression 1 et 2 sur des résidus saturés.....	298
Annexe 5: Courbe de calibration capteur de déplacement LVDT pour les essais de compression 1 et 2 des résidus saturés .....	299
Annexe 6: Courbe de calibration des tensiomètres Omega PX243-15BG (+/- 15 psi) pour l'essai de compression 3 des résidus saturés .....	300
Annexe 7: Courbe de calibration du LVDT utilisé durant l'essai de compression 3 sur des résidus saturés.....	301
Annexe 8: Calibration des tensiomètres Omega PX243-5BG (+/- 5 psi) pour l'essai de compression 4 et 5 des résidus à l'état saturé.....	302
Annexe 9: Courbe de calibration du LVDT T50 utilisé durant les essais de compression 4 et 5 sur des résidus saturés .....	303
Annexe 10 : Calibration des tensiomètres Omega PX243-5BG (+/- 5 psi) pour l'essai de compression 6 des résidus saturés. ....	304
Annexe 11: Courbe de calibration du LVDT T50 utilisé durant l'essai de compression 6 sur des résidus saturés .....	305
Annexe 12 : Courbe de Calibration des tensiomètres (T1 et T3) Omega PX243-5BG (+/- 5 psi) et les tensiomètres (T2 e T4) Omega PX243-15BG (+/- 5 psi) pour l'essai de compression 7 des résidus saturés. ....	306
Annexe 13 : Courbe de calibration du capteur microsonique à ultrason micr+25 (Hoskin Scientifique) pour l'essai de compression 7 sur des résidus saturés et les essais 1 à 6 pour les essais de compression sur des résidus non saturés .....	307

Annexe 14: Courbe de calibration des tensiomètres Omega PX243-5BG (+/- 5 psi) pour l'essai de compression 1 ( $\Psi = 5$ kPa) et 2 ( $\Psi = 10$ kPa) sur des résidus non saturés. ....	308
Annexe 15 : Courbe de Calibration des tensiomètres Omega PX243-5BG (+/- 5 psi) pour les essais de compression 3 ( $\Psi = 20$ kPa), 4 ( $\Psi = 30$ kPa) et 5 ( $\Psi = 43$ kPa) sur des résidus non saturés. ....	309
Annexe 16 : Courbe de Calibration des tensiomètres Omega PX243-15BG (+/- 15 psi) pour l'essai de compression 6 ( $\Psi = 73$ kPa) sur des résidus non saturés .....	310
Annexe 17: Évolution du rapport $\Delta u / \Delta \sigma_v$ en fonction des contraintes effectives pour les essais de compression saturée 1 à 3 et 7. ....	311
Annexe 18: Paramètres d'évaluation de l'effet de la friction aux parois internes de la colonne de compression sur des résidus saturés .....	312
Annexe 19: Relation graphique qui permet l'estimation de la valeur du coefficient de friction à partir de la mesure de la variation des pressions interstitielles initiales (en excès) .....	319
Annexe 20 : Évaluation des contraintes verticales avec effet de la friction pour les essais de compression 1 à 7 sur les résidus CM à l'état saturé et les essais 8 à 13 sur des résidus non saturés .....	320
Annexe 21 : Paramètres d'évaluation de la force verticale appliquée et la force verticale mesurée pour les essais de compression 4 à 6 menés sur des résidus saturés .....	330
Annexe 22 : Caractéristiques déterminées lors du démontage de la colonne de compression des résidus à l'état saturé : .....	333
Annexe 23: Paramètres de consolidation des résidus saturés CM pour les essais de compression 1 à 7 .....	336
Annexe 24: Essai de compression 1. Courbes de tassement .....	342
Annexe 25: Essai de compression 3. Courbes de tassement .....	343
Annexe 26: Essai de compression 4. Courbes de tassement .....	344
Annexe 27: Essai de compression 5. Courbes de tassement .....	345
Annexe 28: Essai de compression 6. Courbes de tassement .....	348

Annexe 29: Essai de compression 7 Courbes de tassement .....	351
Annexe 30 : Évaluation de la conductivité hydraulique saturée par les modèles prédictifs KC ( Chapuis et al.2003) et KCM (Mbonimba et al.2002).....	354
Annexe 31: Résultats de l'essai de compression 1 en conditions saturées. a) Déplacements verticaux mesurés durant l'essai ; b) Dissipation des surpressions interstitielles mesurées. .....	357
Annexe 32: Variation des pressions interstitielles à la base de l'éprouvette en fonctions du temps .....	363
Annexe 33: Pressions interstitielles générées à la base de l'échantillon lors de l'accroissement des contraintes (55kPa) au cours des paliers de rechargement 19, 20 et 21 pour l'essai 4. ....	364
Annexe 34 : Paramètres de la compression secondaire pour les essais de compression 1 à 7 sur des résidus saturés .....	365
Annexe 35 : Paramètres de compressibilité des résidus CM .....	372
Annexe 36 : Relation entre $\Psi$ , $w$ , $e$ , $\theta$ , $S_r$ des résidus CM .....	378
Annexe 37: Pressions interstitielles pour l'essai de compression 12-B (sous une succion constante de 43 kPa) générées le long de l'éprouvette sous un déchargement axial; a) palier 11; b) palier 12; c) palier 13; d) palier 14. ....	379
Annexe 38 (Début): Relation entre le coefficient de compressibilité $a_v$ et la contrainte verticale effective.....	381
Annexe 39: Exemple de calcul de $k_{sat}$ par les modèles prédictifs.....	383
Annexe 40: Indice de compression en fonction de l'indice des vides selon les deux approches ; Khalili et Khabaz (1998); et Fredlund et Rahardjo (1993). ....	384
Annexe 41: Coefficients de changement de volume calculés à partir des résultats de l'essai de rétention en cellule de pression ( résidus Goldex , Saleh-Mbemba, 2010) et en cellule tempe (résidus CM).....	387
Annexe 42 : Estimation de la fonction de perméabilité $k_w$ par le modèle de Mbonimpa et al.2006b .....	388

Annexe 43: Valeurs du coefficient de consolidation des résidus non saturés.....	391
Annexe 44 : temps de génération des pressions interstitielles en excès et le temps à l'équilibre hydrostatique mesuré pour les essais de compressions 8 à 11, 12-B à 13-B et 12-A à 13-A .....	395

## CHAPITRE 1 INTRODUCTION

### 1.1 Généralités

L'exploitation des structures minéralisées implique principalement deux méthodes d'extraction, à ciel ouvert et souterraine. L'exploitation minière à ciel ouvert produit une quantité énorme de blocs rocheux grossiers incluant le minerai et les roches stériles, tandis que l'exploitation souterraine est connue par une production limitée des roches stériles obtenues à partir des travaux d'excavation (descenderies, cheminées) pour avoir accès à la minéralisation (Williams, 2012).

La phase subséquente de l'extraction du minerai est appelée « traitement minéralurgique»; il s'agit d'un ensemble de procédés qui permettent une séparation entre la gangue et les substances minérales de valeur économique. Les procédés peuvent être subdivisés en méthodes physiques (séparation magnétique et séparation gravimétrique), ou chimiques (flottation et cyanuration). Le choix d'une méthode de traitement dépend des propriétés des phases minérales (Wills, 2006) à valoriser (densité, susceptibilité magnétique, adsorption, hydrophobie). Le tout venant des roches (minerai+ gangue) extraites subit une réduction de la taille. Cette opération est réalisée par un ensemble des concasseurs primaire et secondaire, puis elle est reprise par des broyeurs à boulets ou bien des broyeurs à barres (il existe aussi les broyeurs autogènes et semi-autogènes). Ce processus fait l'objet d'une réduction de la taille du produit récupéré jusqu'à l'obtention de la maille de libération optimale. Cette dernière est définie par la taille du minerai la plus fine à partir de laquelle la surface des phases minérales valorisables soit séparée de la gangue. À noter qu'il reste une portion du produit qui n'a pas été séparée, ce qu'on appelle le mixte. Cette portion requiert un rebroyage afin d'optimiser le traitement. L'étape finale de la valorisation consiste en concentration des substances utiles par l'utilisation des procédures minéralurgiques. Le rejet des cellules de traitement constitue une gangue stérile de taille fine, appelé résidu minier ou rejet de concentrateur (Aubertin et al. 2002a).

Ainsi, lors de l'exploitation d'un gisement minier, on se retrouve en présence de deux principaux types de rejets solides, les résidus miniers et les roches stériles. La gestion de ces rejets en surface est une des principales problématiques environnementales de l'industrie minière. Les roches stériles sont placées dans des empilements (haldes) alors que les résidus sont transportés sous forme de pulpe et déposés dans les parcs à résidus miniers, (voir figure 1.1).



(a)



(b)

Figure 1.1 : Entreposage des rejets miniers en surface; (a) Halde à stériles, (b) Parc à résidus (adapté de Williams, 2012).

Une portion des rejets solides peut être réutilisée en tant qu'au remblayage souterrain selon trois types ; remblai rocheux, remblai minier en pâte ou remblais hydrauliques (Aubertin et al. 2002a). La portion des résidus miniers entreposée en surface peut engendrer des problèmes hydrogéotechniques et environnementaux, notamment le potentiel des minéraux sulfureux et leurs capacités à produire un drainage minier acide. La figure 1.2 représente une déposition typique en surface des résidus en pâte (Aubertin, 2004). Cette figure décrit l'ensemble des facteurs susceptibles d'affecter la stabilité chimique des résidus, ainsi que leur comportement hydrique, hydrogéologique et mécanique. On peut citer la diffusion de l'oxygène à travers les sous couches des résidus proches de la surface, l'infiltration des eaux météoriques, la consolidation des couches sous-jacentes, l'interaction entre les sous couches ainsi que la désaturation produite sous l'effet de l'évaporation. Ce phénomène est à la base de la dessiccation des résidus miniers (Saleh Mbemba, 2010).

Sous un climat aride et sec, les résidus sont soumis à des suctions matricielles croissantes dues à l'évaporation qui provoque une perte progressive de l'eau. Ils peuvent ainsi subir un retrait volumique (Marinho et al. 2006) car les sols (et résidus) à granulométrie fine sont souvent sujets à un changement de volume lorsqu'ils sont soumis à des suctions relativement élevées (Haines, 1923 ; Stirck, 1954 ; Hillel, 1998 ; Boivin et al. 2006). Une couche plus sèche et plus rigide peut alors se former en surface des sols (ou résidus) soumis à la dessiccation. La faible conductivité

hydraulique de la couche asséchée peut limiter la profondeur de dessiccation et ainsi maintenir les résidus en dessous humides et lâche (Williams, 2012).

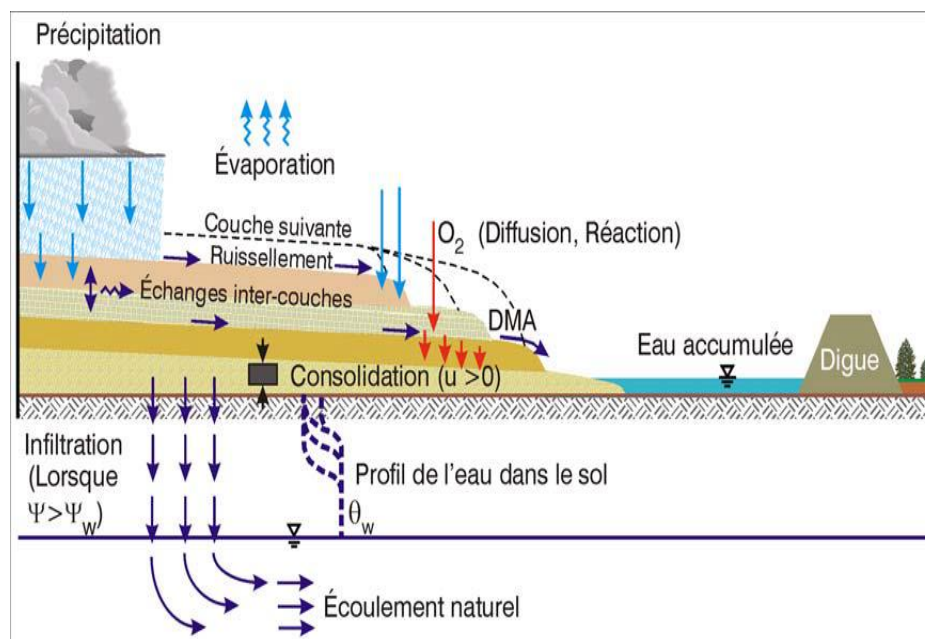


Figure 1.2 : Représentation schématique d'une déposition des résidus en pâte (Aubertin, 2004).

La compréhension de l'écoulement non saturé dans le cas d'une déposition des résidus miniers nécessite non seulement la détermination de la position de la nappe phréatique, mais aussi les profils de succion selon la profondeur, à l'équilibre ou durant la phase transitoire. À noter qu'une diminution de la succion peut-être due à une infiltration de l'eau; à l'inverse, l'évaporation engendre une augmentation de la succion.

L'exposition des résidus miniers initialement saturés en eau aux conditions climatiques naturelles peut engendrer un abaissement du niveau de la nappe phréatique dans le parc à résidus, tel qu'illustré à la figure 1.3. Cet abaissement est provoqué par le drainage et l'évaporation. On observe alors l'apparition des pressions d'eau négatives, appelées succion. Suite cette évolution des conditions, la consolidation peut se produire sous des conditions non saturées. Cet aspect a toutefois été peu étudié pour les résidus miniers. L'évaluation de la compressibilité sous des succions imposées sera réalisée selon un nouveau protocole expérimental détaillé plus loin dans le mémoire (au chapitre 3).

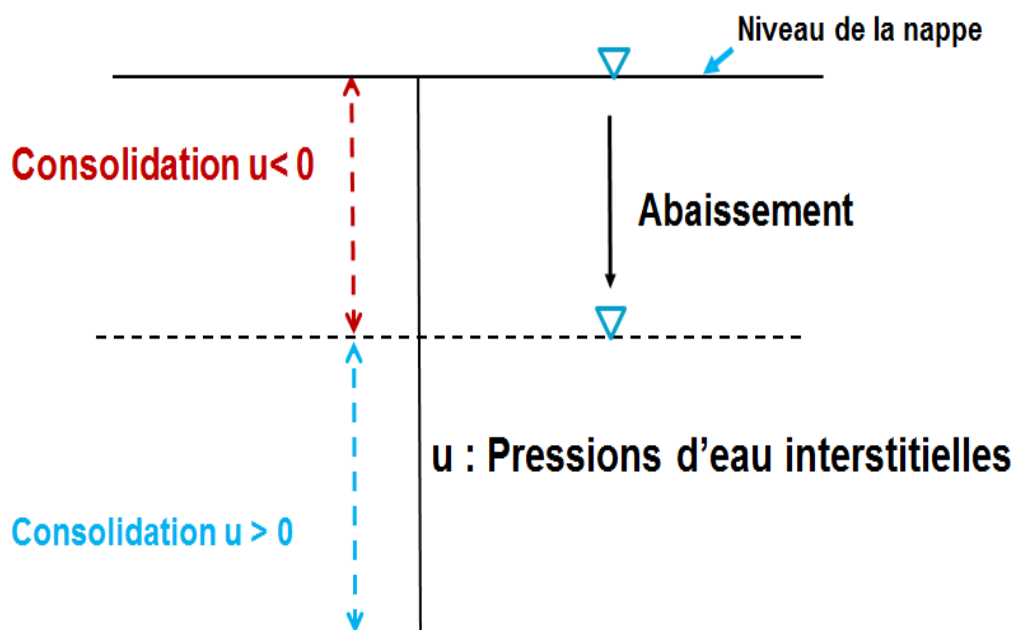


Figure 1.3 : Conditions de consolidation pour les résidus miniers déposés en surface dans les parcs à résidus; la consolidation peut ainsi se faire en condition saturée lorsque le niveau phréatique est en surface ou en condition non saturée pour une nappe en profondeur.

## 1.2 Objectifs du projet de recherche et contenu du mémoire

Ce projet de recherche porte sur l'évaluation de la compressibilité des résidus miniers initialement à l'état lâche, dans des conditions saturées et non saturées. Ces résidus miniers proviennent du site minier de la Canadien Malartic (Osisko), situé en Abitibi, au Québec. Les propriétés géotechniques de ces résidus ont été caractérisées au cours des travaux antérieurs ou en cours (Saleh-Mbemba, 2010, 2016; Poncelet, 2012; L. Bolduc, 2012, Contreras, 2013). Deux protocoles expérimentaux ont été développés ici pour étudier la compressibilité dans des colonnes instrumentées.

Pour cette étude expérimentale de la compression des résidus saturés, le protocole de laboratoire a été inspiré d'un montage utilisé pour des essais de compression en colonne élaboré par L. Bolduc (2012). Sept essais de compression ont été menés. Ce protocole vise les objectifs suivants :



- Évaluer l'effet de la friction mobilisée aux parois internes de la colonne durant le chargement incrémental, afin de corriger les contraintes verticales pour tenir compte de cet effet.
- Mesurer les paramètres de la compression primaire à faibles contraintes et à contraintes élevées;
- Établir une relation entre le coefficient de changement de volume et les contraintes effectives ;
- Mesurer les surpressions interstitielles générées le long de l'éprouvette, avec une analyse des isochrones de dissipation;
- Évaluer le coefficient de consolidation  $c_v$  par les méthodes conventionnelles (Casagrande et Taylor);
- Évaluer le Module de Young  $E$  et le module contraint de déformation  $M$ ;
- Évaluer la conductivité hydraulique saturée à partir du paramètre  $c_v$  et comparer les valeurs obtenues de  $k_{sat}$  avec des modèles prédictifs;
- Évaluer la compression secondaire, et analyser la relation entre l'indice de compression  $C_c$  et l'indice de compression secondaire  $C_\alpha$ .
- Comparer les résultats obtenus avec ceux de la littérature.

Dans le cas d'une évaluation de la compression sous des conditions non saturées, un nouveau protocole expérimental a été élaboré. La méthode pour imposer la succion a été inspirée de la norme ASTM D6836 (tiré de Vanapalli et al. 2008). Cette technique expérimentale permet d'appliquer des succions matricielles dans l'intervalle de 0 à 30 kPa (sans diffusion d'air ou cavitation). Ce protocole vise à mener deux types d'essais, un essai de compression sous une succion constante, et un essai sous succion croissante en maintenant la charge axiale constante. Les objectifs visés par cette étude expérimentale sont résumés dans ce qui suit:

- Mesurer la compression des résidus miniers sous les différentes succions imposées;
- Évaluer les coefficients de changement de volume qui dépendent de la succion et la contrainte normale nette;

- Analyser l'effet de la contrainte normale nette sur la pression d'entrée d'air, l'indice des vides, la teneur en eau volumique, la courbe de retrait, et les coefficients de changement de volume;
- Analyser l'effet de la succion sur les coefficients de changement de volume liés à l'eau interstitielle et le squelette granulaire des résidus;
- Mesurer les pressions interstitielles durant les essais de compression sous succion constante et les essais sous succion croissante, et analyser leurs isochrones de dissipation et la durée requise pour atteindre l'équilibre hydrostatique;
- Évaluer le coefficient de consolidation  $c_v$  pour les deux types d'essais sous des conditions non saturées;
- Analyser l'effet de la contrainte normale nette et de la succion matricielle sur la valeur de  $c_v$ ;
- Comparer les résultats obtenus avec ceux de la littérature.

Ce mémoire est composé de sept chapitres. Le présent chapitre inclut une description du projet avec une définition des principaux objectifs de ces travaux de recherche. La suite des chapitres est décrite dans ce qui suit:

- Le chapitre 2 présente une revue de littérature incluant les connaissances de base sur les approches fondamentales décrivant la compression primaire et secondaire, le comportement des sols non saturée (aspects hydriques, consolidation non saturée) et les techniques expérimentales pour étudier la consolidation saturée et non saturée ;
- Le chapitre 3 décrit les protocoles expérimentaux utilisés pour la réalisation des objectifs du projet. Il présente aussi les équipements, l'instrumentation mise en place, ainsi que les types de mesures réalisées, à savoir les déplacements, les pressions interstitielles, et la succion ;
- Le chapitre 4 présente les principaux résultats des différents essais de compression réalisés en colonne instrumentée sous une pression interstitielle positive ( $u > 0$ ), avec une

interprétation préliminaire. Ce chapitre introduit les paramètres de compressibilité des résidus miniers saturés ;

- Le chapitre 5 présente les résultats obtenus des essais de compression sous succion constante et sous une succion croissante, incluant, les indices de compression, les coefficients de changement de volume, les pressions interstitielles et les isochrones de dissipation ;
- Le chapitre 6 comporte une analyse et une discussion des résultats expérimentaux obtenus à partir des essais. Ces résultats sont également comparés avec des résultats tirés de la littérature et des valeurs obtenues de modèles prédictifs ;
- Le mémoire se termine, au chapitre 7, par une conclusion sur l'ensemble des résultats obtenus et la formulation de recommandations spécifiques pour les prochains travaux. Les annexes qui suivent présentent des résultats plus détaillés et des informations complémentaires.

## CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

### 2.1 Propriétés hydrogéotechniques des résidus miniers

Les propriétés hydrogéotechniques des résidus miniers sont essentielles pour comprendre et prédire leur comportement sous des conditions saturées et non saturées, incluant leur compressibilité, leur résistance au cisaillement et les écoulements de l'eau (Aubertin et al. 2002a; Williams, 2012). Les caractéristiques des résidus miniers dépendent des propriétés de la roche mère, de la structure et texture de la paragenèse minérale, des méthodes d'extraction et de valorisation du minerai, de la maille de libération optimale, des moyens de transport et de déposition et l'évolution de leurs propriétés avec le temps (Vick, 1990).

Plusieurs études ont été réalisées sur les propriétés des résidus de mines de roches dures. Vick (1990) présente une synthèse des propriétés géotechniques et les paramètres de consolidation de résidus qui proviennent de l'exploitation des gisements métallifères (Pb, Cu, Zn et Ni) et aurifères. Aubertin et al. (1996) ont mené des travaux de laboratoire, incluant des essais de perméabilité et des essais de consolidation afin d'évaluer la conductivité hydraulique saturée des résidus de différentes tranches granulométriques (voir aussi Bussière, 1993). Les résultats sont comparés avec la version modifiée du modèle prédictif Kozeny-Carman (KCM) (Mbonimpa et al. 2002). Qiu et Sego (2001) présentent les résultats d'une étude expérimentale sur les propriétés géotechniques des résidus provenant de quatre mines situées dans l'ouest du Canada, incluant le comportement au retrait et la dessiccation. Aubertin et al. (2002a) et Bussière (2007) ont résumé divers résultats (tirés de leurs travaux et de la littérature) pour des essais menés pour caractériser les propriétés des résidus de mines en roches dures incluant des mesures de la compressibilité, de la conductivité hydraulique saturée, et de la courbe de rétention d'eau. Des travaux similaires ont été réalisés sur des résidus proviennent de mines de roches de l'Australie (Williams, 2012).

On distingue ici trois catégories de propriétés hydrogéotechniques :

- Propriétés physiques de base ;
- Compressibilité et conductivité hydraulique saturée;
- Résistance au cisaillement.

### 2.1.1 Propriétés physiques de base

- Granulométrie et classification

La distribution granulométrique des résidus de mines en roches dures varie de la taille des argiles au sable (1  $\mu\text{m}$  à 4,75 mm). Le pourcentage des particules fines ( $\leq 75 \mu\text{m}$ ) à la sortie des usines de traitement du minerai est supérieur à 70 % (Aubertin et al. 2002a; Bussière, 2007). Cette fraction contrôle le comportement hydromécanique des résidus miniers.

Vick (1990) rapporte une valeur de  $D_{10}$  (taille des particules correspondant à 10% du passant) variant entre 0,001 mm et 0,01 mm, le  $D_{60}$  (taille des particules correspondant à 60% du pourcentage du passant) varie de 0,01 à 0,12 mm. Aubertin et al. (1996) ont caractérisé quatre résidus dont le  $D_{10}$  était 0,004 mm à 0,008 mm et  $D_{60}$  entre 0,04 et 0,09 mm, le coefficient d'uniformité  $C_U$  ( $= D_{60}/D_{10}$ ) est entre 8 et 12. Ces matériaux ont été classifiés comme des silts sableux de faible plasticité (ML, selon le système USCS; e.g. Bowles, 1984; McCarthy, 2007). Qiu et Sego (2001) ont également caractérisé les paramètres de la distribution granulométrique pour quatre types des résidus miniers. Le  $D_{10}$  était entre 0,005 mm et 0,016 mm, tandis que le  $D_{60}$  était entre 0,054 mm et 0,15 mm; le coefficient  $C_U$  varie de 9,43 à 10,8. La classification de ces matériaux selon le système unifié (USCS) est de type SM, CL ou ML. Ces propriétés sont présentées au tableau 2.1.

Tableau 2.1: Propriétés de résidus miniers (adapté de Qiu et Sego, 2001)

	Tailings type			
	Copper	Gold	Coal	CT
Specific gravity, $G_s$	2.75	3.17	1.94	2.60
pH in process water	7.8	9.7	7.2	7.7
Liquid limit (%)	—	—	40	—
Plasticity index (%)	—	—	16	—
Shrinkage limits (%)	24.4	21.6	21.1	25.2
Clay size particles ( $< 2 \mu\text{m}$ ; %)	1.3	5.3	22.5	8.9
Sand content ( $> 0.06 \text{ mm}$ ; %)	74.5	33.3	40	77
Fines content ( $< 74 \mu\text{m}$ ; %)*	31.3	81.3	66.4	21.2
$D_{10}$ ( $\mu\text{m}$ )	16.28	5.0	1.31	2.7
$D_{30}$ ( $\mu\text{m}$ )	72.25	19.0	4.13	11.2
$D_{50}$ ( $\mu\text{m}$ )	120.6	44.8	29.2	182
$D_{60}$ ( $\mu\text{m}$ )	153.5	54.0	60.0	204
USCS classification	SM	ML	CL	SM

\*Fines refer to the particle size less than  $45 \mu\text{m}$  for CT.

Bussière (2007) a présenté la distribution granulométrique de résidus de mine en roches dures de différentes provenances pour des sites miniers canadiens, selon deux fuseaux granulométriques. Le premier concerne des résidus avant la déposition et le deuxième présente l'intervalle de distribution granulométrique après déposition, comme décrit à la figure 2.1. Pour le premier fuseau granulométrique (figure 2.1a), les valeurs de  $D_{10}$  varient de 0,001   0,004 mm, le  $D_{60}$  est entre 0,01 et 0,05 mm; le  $C_U$  est entre 8 et 18. Ces matériaux sont caractérisés par une dominance de la fraction silteuse dont la proportion varie entre 70 et 95% (passant au tamis 75  $\mu\text{m}$ ), tandis que la fraction argileuse varie entre 5 et 14% (passant le tamis 2  $\mu\text{m}$ ). Pour le deuxième fuseau granulométrique (figure 2.1b),  $D_{10}$  varie entre 0,0009 mm et 0,006 mm; le  $D_{60}$  va de 0,01 mm   0,08 mm; le  $C_U$  est de 10 à 30. Ces résidus d'un même site ont montré également une proportion silteuse élevée. Ces résultats montrent l'hétérogénéité des résidus dont les caractéristiques dépendent de la distance de prélèvement par rapport au point de déposition.

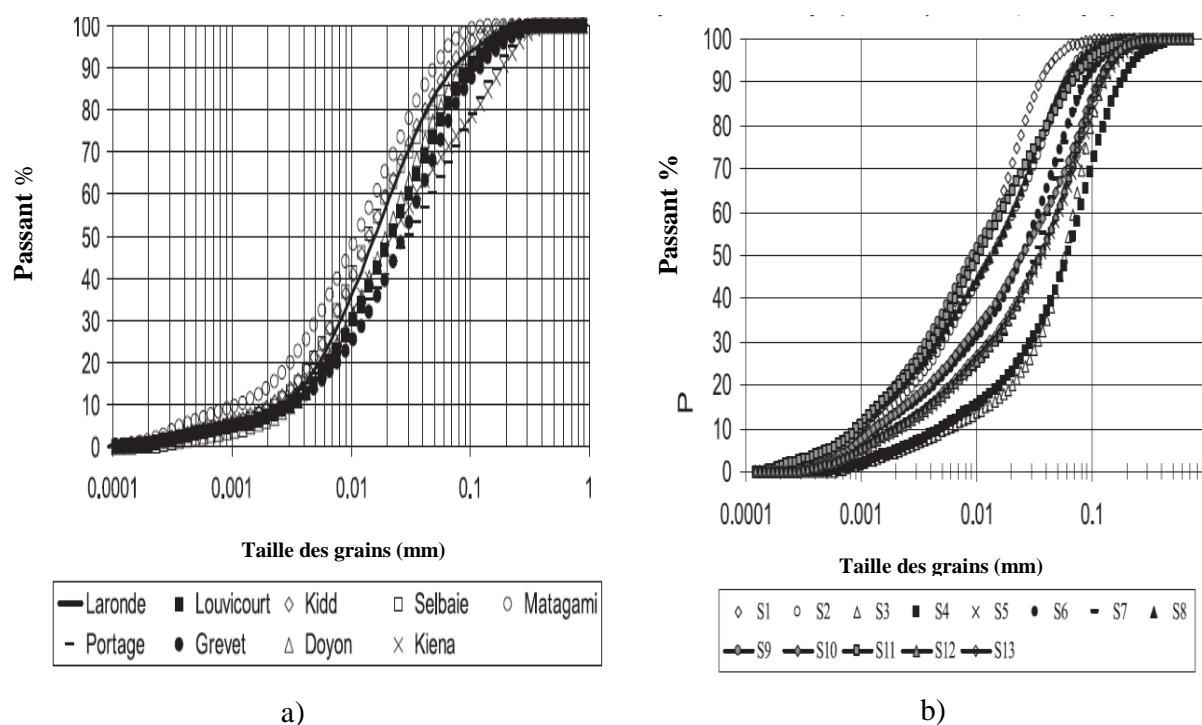


Figure 2.1: Distribution granulométrique des résidus de mines en roches dures ; a) divers sites miniers Canadiens prélevés après déposition; b) provenant d'une mine du Québec et prélevé sur le terrain (tirée de Bussière, 2007)

- Densité relative des grains

La densité relative des grains  $D_r$  (ou  $G_s$ ) est définie par le rapport de la masse volumique des grains solide  $\rho_s$  sur la masse volumique de l'eau  $\rho_w$  ( $1\text{g/cm}^3$ ). Ce paramètre physique dépend de la composition minéralogique. La présence des minéraux sulfureux comme la pyrite et la pyrrhotite peut engendrer des valeurs plus élevées de la densité relative des grains solides par rapport aux minéraux silicatés (selon Aubertin et al. 2002a). Vick (1990) a rapporté des valeurs de  $D_r$  variant de 2,6 à 2,9 pour des mines en roches dures ; la valeur de  $D_r$  varie entre 1,4 à 1,6 pour les exploitations de charbon. Aubertin et al. (1996) ont compilé des valeurs de  $D_r$  variant dans l'intervalle 2,78 à 2,87 pour des matériaux peu sulfureux (quartz, tourmalines, micas, carbonates). La densité relative a aussi été analysée par Qiu and Sego (2001) pour divers résidus et elle varie entre 1,94 et 3,17. Bussière (2007) a rapporté des valeurs de  $D_r$  variant entre 2,6 et 2,9 pour des résidus de nature quartzique. Ces valeurs sont plus faibles que celles enregistrées pour des résidus sulfureux provenant de l'exploitation des mines polymétalliques (gisements des sulfures massifs) qui varient de 2,9 à 4,5. Kuranchie et al. (2013) ont rapporté des valeurs variant entre 1,6 et 3,1 pour des résidus non sulfureux de la région de l'Australie de l'Ouest.

- Limites d'Atterberg

Le comportement des résidus de mines en roches dures est peu ou pas plastique. Vick (1990) a rapporté que les résidus miniers provenant de l'extraction des gisements aurifères sont classifiés non plastiques ou de très faible plasticité. Aubertin et al. (1996) ont mesuré une limite de liquidité de 17% et une plasticité proche de zéro (non mesurable). Qiu et Sego (2001) ont aussi classifié les résidus des mines en roche dure de type cuprifères et aurifères comme non plastiques. Bussière (2007) a également défini un comportement de faible plasticité des résidus, dont la limite de liquidité est inférieure à 40% et une limite de plasticité varie de 0% à 15%.

- Indice des vides

L'indice des vides  $e$  des résidus miniers varie typiquement de 0,6 à 1,7 pour la fraction fine ( $<0,075$  mm), et de 0,6 à 0,9 pour la fraction grossière (Aubertin et al. 2002a). Bussière (2007) a compilé des valeurs de l'indice des vides initial de résidus lors des essais de consolidation. Ces valeurs varient de 0,5 à 1,6 pour les échantillons remaniés et de 0,6 à 2 pour les échantillons intacts.

- Poids volumique sec

Le poids volumique sec  $\gamma_d$  des résidus miniers pourrait varier de 11,5 kN/m<sup>3</sup> à 18 kN/m<sup>3</sup> pour des valeurs typiques d'indice des vides,  $e$ , variant de 0,6 à 0,9 (Aubertin et al. 2002a). Bussière (2007) a rapporté des valeurs de  $\gamma_d$  variant de 14,6 kN/m<sup>3</sup> à 20 kN/m<sup>3</sup>.

### 2.1.2 Compressibilité et conductivité hydraulique saturée

Des essais de consolidation ont été menés sur des résidus de mine en roche dure. Aubertin et al. (1996) ont rapporté des valeurs de l'indice de compression  $C_c$  variant de 0,046 à 0,13. Les valeurs de l'indice de recompression  $C_r$  varient de 0,004 à 0,01. Le coefficient de consolidation,  $c_v$ , varie de 5,01\*10<sup>-3</sup> cm<sup>2</sup>/s à 2,82 cm<sup>2</sup>/s. La conductivité hydraulique saturée  $k_{sat}$  était entre 10<sup>-4</sup> cm/s et 10<sup>-6</sup> cm/s. Qiu et Sego (2001) ont rapporté une valeur de  $C_c$  variant entre 0,056 et 0,319; la valeur de  $c_v$  entre 9,83\*10<sup>-5</sup> cm<sup>2</sup>/s et 0,033 cm<sup>2</sup>/s. Les valeurs de  $k_{sat}$  correspondantes varient entre 2,2\*10<sup>-7</sup> cm/s et 9,8\*10<sup>-5</sup> cm/s. Des valeurs des paramètres de compressibilité sont également rapportées par Bussière (2007) pour des résidus remaniés et non remaniés de mine en roches dures. Le paramètre  $C_c$  varie entre 0,05 et 0,3 et  $C_r$  de 0,003 à 0,03. En général, les valeurs plus élevées de l'indice  $C_c$  sont observées pour des échantillons ayant un indice des vides initialement élevé. Le coefficient de consolidation  $c_v$  pour les résidus grossiers (SP selon USCS) varie de 10<sup>-2</sup> cm<sup>2</sup>/s à 10<sup>-1</sup> cm<sup>2</sup>/s, tandis que les valeurs de  $c_v$  pour les résidus fins (SM et ML selon USCS) sont entre 10<sup>-1</sup> cm<sup>2</sup>/s et 10<sup>-3</sup> cm<sup>2</sup>/s. La consolidation des résidus grossiers se produit rapidement par rapport aux résidus fins. Ce comportement est attribué à la conductivité hydraulique plus élevée pour les matériaux grossiers.

### 2.1.3 Résistance au cisaillement

Les paramètres de la résistance au cisaillement sont l'angle de friction interne  $\phi'$  et la cohésion  $c'$  en contrainte effective. Ces paramètres sont obtenus à partir d'essais de cisaillement consolidés drainés. Aubertin et al. (2002a) ont fourni des valeurs typiques de  $\phi'$  variant de 33° à 41° pour la fraction grossière et de 30° à 37° pour la fraction fine. L'angle de frottement interne aurait tendance à diminuer avec une augmentation des contraintes totales en condition non drainée (Vick, 1990), la valeur de  $\phi$  est inférieure à celle de  $\phi'$  d'une valeur allant jusqu'à 15°. La valeur de la cohésion drainée  $c'$  est pratiquement nul, alors que les valeurs de la cohésion non drainée  $c_u$  et de la cohésion  $c$  en contrainte totale peuvent être non négligeables, pouvant atteindre jusqu'à



50 kPa. Qiu and Sego (2001) ont fourni des valeurs de  $\phi'$  comprises entre  $30^\circ$  et  $34^\circ$ , alors que la cohésion effective  $c'$  est nulle. Bussière (2007) a rapporté des valeurs de l'angle de  $\phi'$  variant habituellement de  $30^\circ$  à  $42^\circ$ , alors que la cohésion effective  $c'$  est souvent nulle. Dans des conditions non drainées, l'angle de frottement  $\phi$  varie entre  $14^\circ$  et  $25^\circ$ , tandis que la cohésion non drainée  $c_u$  varie de 0 kPa à 100 kPa. James et al. (2011) ont mesuré une valeur de l'angle  $\phi'$  de  $37^\circ$  pour les résidus grossiers et de  $32^\circ$  pour les résidus fins. Poncelet (2012) a mesuré une valeur de l'angle de frottement interne effectif  $\phi'$  de  $35,9^\circ$ ; il a aussi montré que la cohésion effective  $c'$  est nulle pour les résidus de la mine aurifère Canadian Malartic (Abitibi, Québec).

## 2.2 Compressibilité des sols :

### ▪ État des contraintes dans les sols saturés

Les sols saturés sont constitués de deux phases; une phase solide représentée par les particules et une phase liquide qui occupe le milieu poreux. Ils sont assimilés à un milieu continu.

Le comportement mécanique d'un sol saturé dépend de l'état des contraintes lié à l'effet du poids propre (contraintes totales). Il a toutefois été constaté par Terzaghi (1925) que les contraintes totales ne permettent pas de bien décrire les phénomènes de compressibilité et la résistance au cisaillement. Pour cela, il faut faire appel aux contraintes effectives, qui contrôlent directement le comportement du squelette granulaire en termes de déformation et de résistance au cisaillement.

Selon Terzaghi (1925) la contrainte totale qui agit sur le sol est la somme de la contrainte effective et de la pression d'eau interstitielle (dans un sol saturé) :

$$\sigma_v = \sigma'_v + u \quad (2-1)$$

- $\sigma_v$ : contraintes totales (kPa) ;
- $\sigma'_v$ : contraintes effectives (kPa) ;
- $u$ : pressions interstitielles (kPa).

Les contraintes effectives correspondent aux contraintes transmises sur le squelette des grains solides du sol. Les pressions interstitielles représentent la charge supportée par l'eau dans l'espace poreux.

La formulation alternative de Biot (1941) inclut un coefficient  $\alpha$  devant le terme de la pression

interstitielle  $u$  de l'équation (2-1). Ce coefficient représente le rapport entre le changement de volume d'eau contenu dans le sol et le changement de volume du sol. On peut considérer que ce coefficient est égal 1 si le sol est saturé et si la compressibilité des grains et de l'eau est négligeable par rapport à celle du squelette granulaire.

▪ Les tassements dans les sols

Lorsqu'un sol fin à l'état saturé subit un chargement externe, il se produit des déformations verticales en surface, qu'on appelle tassement. Le tassement total  $s_t$ , peut se décomposer en trois composantes (e.g. McCarthy, 2007) :

$$s_t = s_i + s_c + s_s \quad (2-2)$$

- Tassement immédiat  $s_i$  : il est souvent évalué en se basant sur la théorie de l'élasticité. Dans le cas des matériaux rigides, les déformations sont instantanées et restent relativement faibles.
- Tassement de consolidation primaire  $s_c$  : ce phénomène dépend du temps, et il se produit surtout dans les sols fins saturés (plastiques ou peu plastiques) qui présentent une faible conductivité hydraulique saturée.
- Tassement secondaire  $s_s$  : il se produit sous une contrainte effective constante, après la dissipation complète des pressions interstitielles en excès.

La consolidation des sols est quelques fois représentée à l'aide d'une analogie mécanique avec le modèle de Kelvin (e.g. Holtz et Kovacs, 1991), qui inclut un ressort et un piston (fluide visqueux).

Lors de l'application d'un incrément de contrainte verticale ( $\Delta\sigma_v$ ) via le piston sous des conditions non drainées (soupape du système fermée), la pression appliquée est transmise instantanément à l'eau, i.e.  $\Delta u = \Delta\sigma_v$ . Le drainage qui suit (ouverture de la valve dans l'analogie) permet une évacuation lente de l'eau et à une dissipation de la pression interstitielle en excès ( $\Delta u$ ); il y a alors un transfert de la contrainte verticale vers le ressort qui représente la rigidité du squelette du sol, et une augmentation graduelle des contraintes effectives avec le temps, ce qui conduit à une réduction de la taille des pores. L'équilibre final est atteint lorsqu'il n'y a plus de drainage de l'eau, et lorsque la pression en excès est totalement dissipée.

▪ **Paramètres de compressibilité :**

Les courbes de consolidation sont usuellement obtenues à partir d'essais œdométriques menés au laboratoire. Ces courbes sont présentées avec deux échelles différentes; l'indice des vides en fonction des contraintes effectives en échelle arithmétique ( $e - \sigma'_v$ ), et l'indice des vides versus le log des contraintes effectives ( $e - \log \sigma'_v$ ). Divers paramètres de compressibilité peuvent être identifiés sur ces graphiques. On distingue (Holtz et Kovacs, 1991) :

- Coefficient de compressibilité  $a_v$  ( $\text{kPa}^{-1}$ )

$$a_v = - \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'_v} \quad (2-3)$$

Il représente le rapport entre la variation de l'indice des vides ( $\Delta e$ ) et la contrainte effective ( $\Delta \sigma'_v$ ). En pratique la valeur de  $a_v$  peut varier durant un essai de consolidation œdométrique en fonction de la contrainte effective.

- Coefficient de compressibilité volumique  $m_v$  ( $\text{kPa}^{-1}$ )

$$m_v = - \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \sigma'_v} = \frac{a_v}{1 + e_0} \quad (2-4)$$

Il correspond au rapport entre la déformation volumique ( $\Delta \varepsilon_v$ ) et l'accroissement des contraintes effectives ( $\Delta \sigma'_v$ ). Il peut être relié à  $a_v$  via l'indice des vides initial  $e_0$ .

- Module contraint de déformation  $M$  ( $\text{kPa}$ ) :

$$M = - \frac{\Delta \sigma'_v}{\Delta \varepsilon_v} = \frac{1 + e_0}{a_v} = \frac{1}{m_v} \quad (2-5)$$

- Module de Young  $E$  ( $\text{kPa}$ ) :

$$E = \frac{\Delta \sigma_v}{\Delta \varepsilon} = \frac{M(1 - \mu)}{(1 + \mu)(1 - 2\mu)} \quad (2-6)$$

Il est exprimé ici en fonction du module contraint  $M$  et du coefficient de Poisson  $\mu$ .

- Indice de compression  $C_c$  :

$$C_c = - \frac{\Delta e}{\log \left( \frac{\sigma'_{v2}}{\sigma'_{v1}} \right)} \quad (2-7)$$

- Indice de recompression ou de gonflement  $C_r$  :

$$C_r = - \frac{\Delta e}{\log \left( \frac{\sigma'_{v2}}{\sigma'_{v1}} \right)} \quad (2-8)$$

## 2.3 Théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi

### 2.3.1 Vitesse de consolidation

La théorie de Terzaghi est un modèle de consolidation unidimensionnelle simplifié par Karl Terzaghi en 1925. C'est un modèle mathématique qui décrit la dissipation de la pression interstitielle en excès en fonction du temps  $t$  et la position  $z$ . Les principales hypothèses postulées par Terzaghi (1925) pour la validité de la théorie de la consolidation unidimensionnelle des sols fins saturés sont décrits dans les livres de la mécanique de sol (e.g Holtz et Kovacs, 1991 et McCarthy, 2007)

L'équation différentielle Terzaghi permet de décrire la dissipation des surpressions interstitielles qui se produit dans le cas d'un drainage vertical simple et double durant la consolidation. Cette équation est comme suite :

$$\frac{\partial u_w}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2} \quad (2-9)$$

où  $c_v$  est le coefficient de consolidation [ $L^2.T^{-1}$ ];  $u_w$  est la pression d'eau interstitielle [ $M.L^{-1}.T^{-2}$ ];  $z$  est la position par rapport à un niveau de référence [L]. ; et  $t$  est le temps [T].

La résolution de ce modèle mathématique a été adaptée pour décrire la consolidation unidimensionnelle dans laquelle la contrainte verticale totale est constante dans le temps, les surpressions interstitielles initiales sont uniformes avec la profondeur et que le drainage s'effectue aux deux extrémités de la couche consolidée. Pour ce cas simplifié, on obtient la dissipation des pressions d'eau en excès ( $\Delta u$ ) en fonction de la profondeur  $z$  au temps  $t$ .

### 2.3.2 Détermination du coefficient de consolidation

Le coefficient de consolidation  $c_v$  est un paramètre qui contrôle la vitesse de consolidation. Il est exprimé comme suit (e.g Holtz et Kovacs, 1991 et McCarthy, 2007) :

$$c_v = \frac{k_{sat}}{m_v \gamma_w} \quad (2-10)$$

où  $k_{sat}$  est la conductivité hydraulique saturée (cm/s);  $m_v$  est le coefficient de compressibilité volumique ( $kPa^{-1}$ );  $\gamma_w$  est le poids volumique de l'eau ( $kN/m^3$ ).

La vitesse de consolidation dépend de la vitesse d'expulsion d'eau interstitielle vers les surfaces drainantes, de la longueur du chemin de drainage et de la rigidité. Il existe diverses méthodes pour déterminer le  $c_v$ . Les méthodes conventionnelles sont expliquées dans ce qui suit (Holtz et Kovacs, 1991):

- **Méthode de Casagrande :**

Cette méthode utilise les courbes de déformations en fonction du logarithme du temps, tel qu'il est illustré à la figure 2.2. Il s'agit d'identifier la lecture micrométrique (mm)  $R_{50}$  et le temps (min)  $t_{50}$  correspondant à un degré de consolidation de 50 % pour un palier de chargement. Cette valeur est obtenue en déterminant la lecture micrométrique initiale  $R_0$  avant le début du test et la lecture  $R_{100}$  correspondant à la fin de la consolidation primaire (100 %). D'une part la détermination de la lecture  $R_0$  consiste à utiliser la première partie de la courbe, ensuite on choisit des temps  $t_1$  et  $t_2$ . Le temps  $t_2$  devrait être égale à 4 fois le temps  $t_1$  et on prend les lectures micrométriques correspondantes. On rapporte ensuite au-dessus de  $R_1$  (lecture micrométrique en mm correspond à l'instant  $t_1$  et extraite de la courbe représentée par les déplacements en fonction de temps) à une distance égale à la différence  $R_2 - R_1$  et l'on définit ainsi la lecture initiale  $R_0$  sous la forme suivante :

$$R_0 = R_1 - (R_2 - R_1) \quad (2-11)$$

D'autre part, la détermination de la lecture  $R_{100}$  correspond approximativement au point d'intersection des deux tangentes au deuxième point d'inflexion de la courbe de déformation, tel qu'il est montré à la figure 2.2. Une fois qu'on a défini la valeur de  $R_{100}$ , il suffit de tracer la

moitié de la distance entre  $R_0$  et  $R_{100}$  et de la projeter directement sur la courbe de déformation pour avoir le point  $(R_{50}, t_{50})$ . Pour déterminer  $c_v$ , on utilise l'équation (Casagrande 1938) :

$$c_v = \frac{T_{50} H_{dr}^2}{t_{50}} \quad (2-12)$$

où  $H_{dr}$  (L) est la longueur du chemin de drainage à l'instant  $t_{50}$  (T) ( $H_{dr} = H_0 - (R_{50} - R_0)$ ,  $H_0$  l'épaisseur initiale de l'éprouvette);  $T_{50}$  est le facteur temps à  $U_{50}$  donné par les relations approchées proposées par Casagrande (1938) afin d'évaluer le rapport de consolidation moyen  $U$  (pour  $U < 50\%$ ,  $T = \frac{\pi}{4} U^2$ ; Holtz et Kovacs, 1991 ).

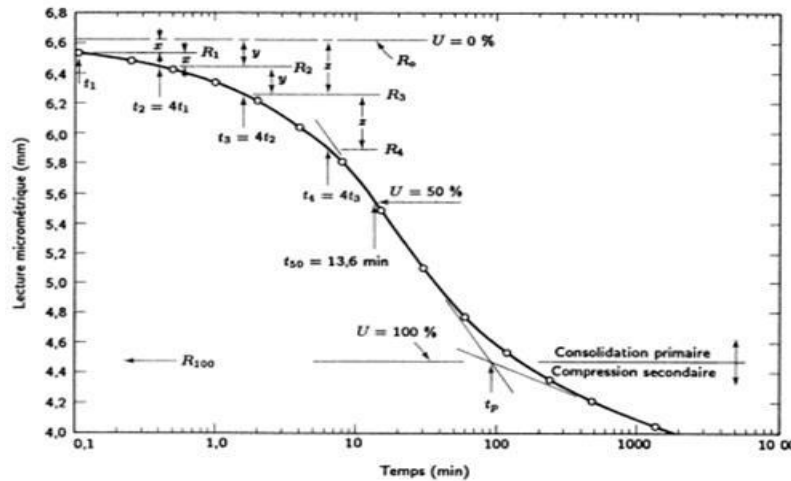


Figure 2.2 Méthode graphique de détermination du coefficient de consolidation  $c_v$  selon la technique de Casagrande à partir des données d'un essai œdométrique (tiré de Holtz et Kovacs, 1991).

- Méthode de Taylor :

Taylor (1948) a développé une méthode graphique basée sur le traçage d'une courbe de déformation qui représente les déplacements en fonction de la racine carrée du temps, tel que montré à la figure 2.3. Cette méthode est aussi basée sur une hypothèse postulant que pour un degré de consolidation  $U$  supérieur à 60%, la courbe théorique de Terzaghi (montrée à la figure 2.3) est linéaire. Taylor a révélé que l'abscisse de la courbure à 90 % de consolidation était à peu près égale à 1,15 fois l'abscisse du prolongement de la portion droite de la courbe théorique.

Cette technique détermine le temps correspondant à 90% de la consolidation primaire  $t_{90}$  (min) et la lecture micrométrique  $R_{90}$ .

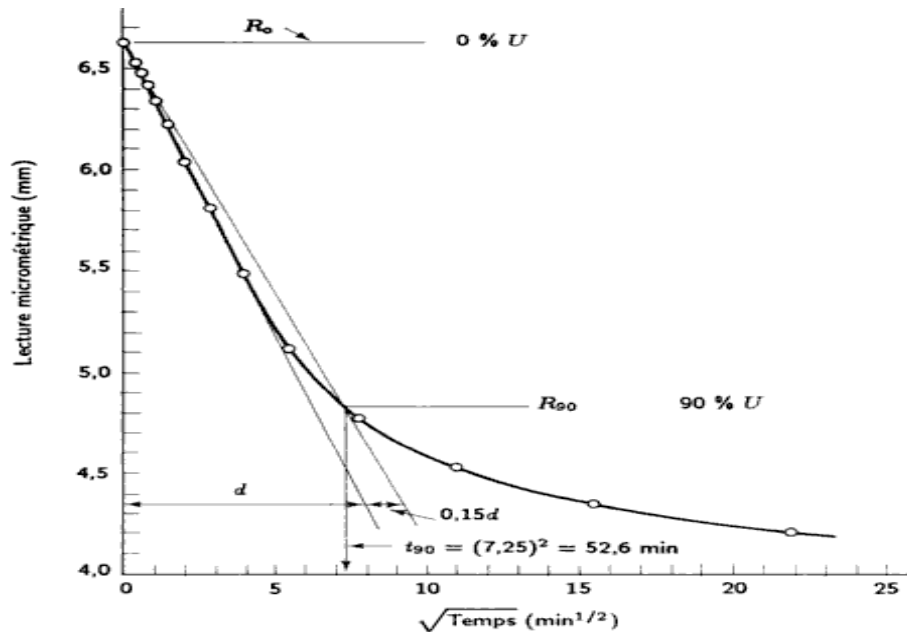


Figure 2.3: Méthode graphique de détermination du coefficient de consolidation  $c_v$  selon la technique de Taylor (1948) à partir des données d'un essai oedométrique (tiré de Holtz et Kovacs, 1991).

Le coefficient de consolidation par la méthode de Taylor (1948) est montré dans ce qui suit :

$$c_v = \frac{T_{90} H_{dr}^2}{t_{90}} \quad (2-13)$$

où  $H_{dr}$  est la longueur du chemin de drainage à l'instant  $t_{90}$  ( $H_{dr} = H_0 - (R_{90} - R_0)$   $H_0$  l'épaisseur initiale de l'éprouvette);  $T_{90}$  est le facteur de temps correspondant à  $U_{90}$  déterminé selon les approximations de Casagrande (1938) et Taylor (1948) (pour  $U > 60\%$ ,  $T = 1,781 - 0,933 \log (100 - U\%)$ ).

La méthode de Taylor (1948) induit souvent des valeurs surestimées de  $c_v$  par rapport à celles obtenues par la méthode de Casagrande (1940). Pourtant, la méthode de Taylor a donné une bonne évaluation de  $c_v$  pour les sols où la compression secondaire est la plus dominante

(Holtz et Kovacs, 1991), alors que la méthode de Casagrande serait meilleure pour estimer le coefficient  $c_v$  dans le cas où la compression primaire est la plus dominante de point de vue durée de temps sur laquelle le phénomène se produit.

### 2.3.3 Mode de distribution et de dissipation des surpressions interstitielles

La théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi tient compte de deux distributions initiales des pressions interstitielles  $u_0$  avec la profondeur du sol ; une distribution uniforme ou une distribution linéaire croissante ou décroissante selon les conditions de drainage. Terzagui et al. (1936) a constaté que le mode de distribution des surpressions interstitielles influence la relation entre le rapport de consolidation moyen et le facteur temps. La distribution linéaire croissante a montré un rapport de consolidation plus élevée par rapport à la distribution décroissante et uniforme des pressions en excès (Craig, 2004).

Plusieurs auteurs (e.g. Jambu et al.1956; Jumikis 1962; Mesri 1973; Sing et al. 2008) ont supposé que la distribution uniforme des pressions en excès  $u_0$  est valide pour les cas d'un chargement externe appliqué sur une aire très importante (pour des couches d'argiles minces), de telle sorte que la distribution des contraintes axiales a été supposée constante à travers l'épaisseur du sol. Taylor (1946) a proposé d'autres modes de distribution des surpressions interstitielles, citant la distribution sinusoïdale, linéaire ou une combinaison des deux. À noter que la majorité des problèmes géotechniques sont analysées en terme d'une distribution uniforme ou linéaire de  $u_0$ .

Les travaux récents de Lovisa et al. (2011) ont porté plus sur les solutions analytiques de la distribution initiale non uniforme des surpressions interstitielles et leur effet sur le degré de consolidation, le degré de consolidation moyen, le facteur temps et le coefficient de consolidation. Le taux de consolidation avec le temps a été évalué par trois paramètres présentés dans ce qui suit (Lovisa et al. 2011):

- Degré de consolidation  $U_z$ : c'est une mesure qui évalue le degré de consolidation à une position  $z$ , le long de l'épaisseur de la couche à un instant  $t$  ; il est exprimé par :

$$U_z = 1 - \frac{u(z, t)}{u(z, t = 0)} \quad (2-14)$$

Dans ce cas,  $u(z, t = 0)$  décrit la distribution initiale des surpressions interstitielles et qui varient en fonction de la profondeur à l'instant  $t=0$ . Le paramètre  $U_z$  varie dans l'intervalle 0 à 1. La



valeur 0 indique que la consolidation n'a pas pris encore place, alors que la valeur 1 traduit une consolidation complète quand le temps tend vers l'infini. Le degré de consolidation  $U_z$  pourrait avoir une valeur négative dans le cas d'une redistribution des surpressions interstitielles durant la consolidation (Lovisa et al. 2011). Le degré de consolidation perd alors sa signification, ce qui a nécessité l'introduction d'une nouvelle expression capable de décrire la dissipation des surpressions interstitielles et le taux de consolidation. Le paramètre  $P_z$  représente le rapport qui permet le suivi du degré de consolidation avec le temps (isochrone):

$$P_z = \frac{u(z, t)}{u_{\max}} \quad (2-15)$$

où  $u(z, t)$  pressions interstitielles en excès non dissipées aux différentes positions  $z$  et à l'instant  $t$ ;  $u_{\max}$  : pression maximale initiale induite par un chargement axial.

D'autres travaux de Lovisa et al. (2012) ont porté sur l'évaluation du coefficient de consolidation  $c_v$  dans le cas d'une distribution initiale non uniforme des pressions en excès. Dans ce projet, le  $c_v$  a été évalué selon les méthodes conventionnelles de Casagrande (1938) et Taylor (1948).

## 2.4 Compression secondaire

La compression secondaire se produit sous une contrainte effective constante, lorsque les surpressions interstitielles sont totalement dissipées. Les mécanismes de changement de volume qui se produit au cours de la compression secondaire ne pourraient pas être différents de ceux responsables de la compression primaire. Tous les mécanismes de changement de volume, incluant déformation, déplacements, rotation des grains, réarrangement du squelette granulaire, agrégation ou dispersion des particules, distorsion des films d'eau adsorbés et la contraction ou l'expansion de doubles couches pourraient se produire durant un changement des contraintes effectives (compression primaire) et avec le temps (compression secondaire) (Mesri et Godlewski, 1977).

Mesri et al. (2006) ont discuté la correction de certaines propositions qui portent sur la compression secondaire proche des surfaces de drainage et la relation du rapport  $C_a / C_c$  avec le temps. D'une part, durant la consolidation unidimensionnelle. La compression secondaire commence après la fin de la compression primaire. Ce comportement a été confirmé par des

mesures de la distribution de l'indice des vides et les pressions interstitielles à travers une couche d'argiles durant la compression secondaire (Mesri and Godlewski 1979; Mesri et al. 1995).

D'autre part, on considère usuellement que le ratio  $C_\alpha / C_c$  est indépendant du temps. Cela signifie que  $C_\alpha$  est une proportion constante de  $C_c$  (voir équation 2-7). Pour n'importe quel type de sol,  $C_\alpha / C_c$  serait constant et indépendant de la structure et l'histoire, ainsi que du mode de compression axial ou isotrope (selon Mesri and Godlewski, 1979). Les valeurs de  $C_\alpha / C_c$  pour la majorité des sols varient dans un intervalle de 0,01 à 0,07. Dans cette relation, l'indice de compression  $C_c$  est évalué à partir de la courbe de consolidation représentée par l'indice de vide  $e_p$  (i.e. indice des vides à la fin de la compression primaire) versus le logarithme des contraintes effectives (e.g. Bowles, 1984).

L'évaluation des paramètres de la compression secondaire ( $s_s$ ,  $e_p$ ,  $C_\alpha$ ,  $C_{\alpha c}$  et  $C_c$ ) sont prises après la dissipation totale (Mesri et Goldski 1977) des suppressions inertielles générées au niveau de la frontière non drainée située à la base, tenant compte du chemin de drainage le plus long par rapport à la surface de drainage située au-dessus de l'éprouvette.

Les paramètres de la compression secondaire sont (Holtz et Kovacs, 1991) :

- $e_p$  : indice des vides correspond à la fin de la compression primaire à l'instant  $t_p$ . Ce paramètre est déterminé par le calcul du degré de consolidation ( $U_z$ ) à partir des pressions interstitielles mesurées à la base. Les valeurs de  $U_z$  est très proche 1.
- $C_\alpha$  : Indice de compression secondaire, il est exprimé par la variation de l'indice des vides par rapport à un cycle logarithmique de temps (par exemple  $\log (10000/1000)$ ).

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\Delta \log t} \quad (2-16)$$

- $s_s$  : est le tassement secondaire décrit comme suite :

$$s_s = \frac{C_c}{1+e_p} \frac{C_\alpha}{C_c} H_0 \log \frac{t}{t_p} \quad (2-17)$$

où  $C_c$  est l'indice de compression primaire (équation 2-7);  $H_0$  est la hauteur initiale (L);  $t_p$  est le temps à la fin de la compression primaire (s);  $t$  est la durée du palier (s).

## 2.5 Comportement des sols non saturés

### 2.5.1 Généralités

Les sols non saturés sont composés de trois phases :

- Phase solide : elle est composée d'éléments minéraux et organiques.
- Phase liquide : usuellement formée de l'eau interstitielle avec une composition chimique variée.
- Phase gazeuse : composée par l'air dans les pores.

Les sols non saturés, proches de la surface, subissent les effets des fluctuations climatiques journalières et saisonnières incluant les précipitations et l'évaporation. Ces variations produisent notamment des cycles de mouillage et drainage qui provoquent un changement dans les proportions relatives des fluides (air et eau). Les sols non saturés sont alors caractérisés par un état variable du comportement hydromécanique. La figure 2.4 illustre des facteurs qui affectent le comportement mécanique des sols non saturés incluant les phénomènes de retrait, le gonflement, soulèvement de terrain, et l'apparition des fissures.

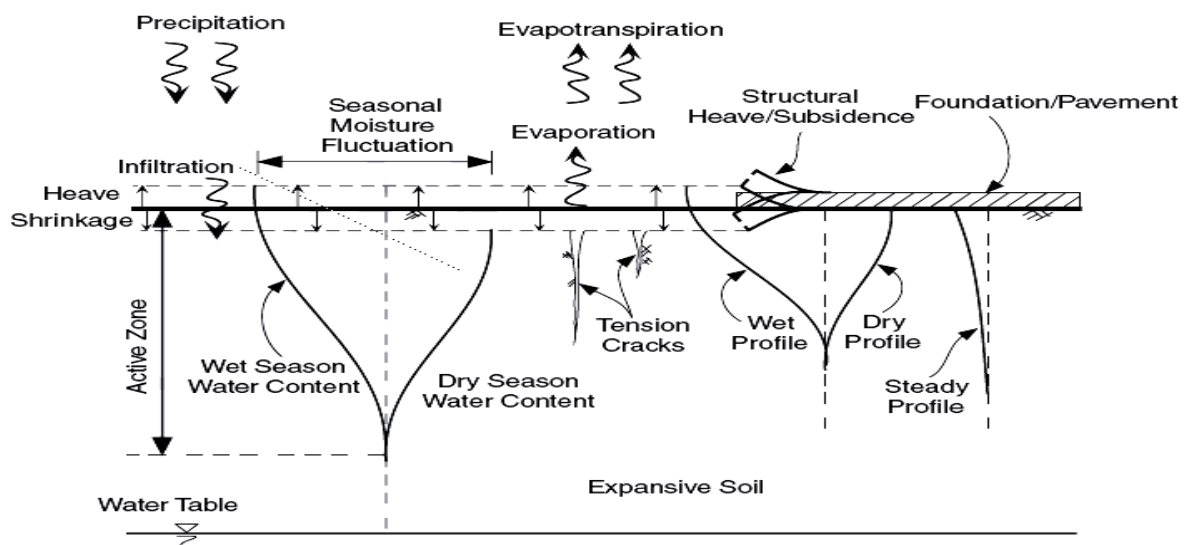


Figure 2.4: Phénomènes qui affectent la déformation des sols et l'écoulement de l'eau dans la zone non saturée (tiré de Lu et Likos, 2004)

Le comportement hydrogéologique dépend des conditions d'écoulement et de la distribution de l'eau affectant les profils de la teneur en eau. Ces profils varient avec la profondeur selon le drainage, l'évaporation, et le mouillage (suite aux précipitations). La complexité du comportement des sols non saturés requiert une compréhension de certains phénomènes liés aux écoulements de l'eau et de la relation contrainte-déformation. L'intégration des fonctions hydriques (courbe de rétention d'eau et la conductivité hydraulique) des sols non saturés est essentielle pour caractériser les conditions d'écoulement et de distribution d'eau dans la zone vadose (au-dessus de la nappe phréatique).

La relation contrainte déformation des sols est requise pour résoudre plusieurs types de problèmes telles l'évaluation de la pression latérale des terres, la capacité portante et la stabilité des pentes. L'état variable des contraintes et leur distribution dans des conditions non saturées nécessitent l'intégration de paramètres spécifiques (incluant la succion et le degré de saturation) pour bien décrire le comportement. La contrainte effective de Terzaghi utilisée en conditions saturées doit être adaptée pour expliquer les différents aspects au comportement non saturé tels que la consolidation et la compressibilité, le retrait et le gonflement. Ces changements de volume sont en partie contrôlés par la teneur en eau qui n'est plus constante, suite aux effets du drainage de l'évaporation et de l'infiltration.

## **2.5.2 Comportement à l'échelle microscopique et macroscopique**

Les facteurs climatiques (précipitations et évaporation surtout) provoquent un changement relatif de la proportion d'air et d'eau et des pressions dans les pores ce qui a un impact direct sur l'état des contraintes au niveau du contact interparticulaire. Ceci affecte le comportement mécanique des sols non saturés.

Dans un sol relativement fin, on peut considérer que les pores jouent un rôle semblable à celui de tubes capillaires. Les tensions superficielles dues aux ménisques engendrent alors des contraintes supplémentaires sur le squelette (particules) du sol, modifiant le champ des déformations et le comportement mécanique en général.

La microstructure d'un sol (e.g Lu et Likos,2004), parfois aussi appelée simplement structure, comprend deux principaux aspects. Le premier concerne le mode d'arrangement des particules (grains) et le deuxième est relatif aux interactions entre ces particules. Les propriétés physico-chimiques et le comportement hydromécanique du sol sont influencés par cette structure.

L'évolution de la microstructure selon différents chemins de sollicitation peut aider à expliquer certains comportements hydromécaniques. Le gonflement et le retrait par exemple sont liés aux changements de la microstructure. L'influence de la microstructure sur le comportement hydromécanique est souvent plus importante dans un sol non saturé que dans un sol saturé. La microstructure initiale d'un sol saturé peut être altérée par les contraintes normales et de cisaillement, alors que dans un sol non saturé, la succion apporte une résistance supplémentaire à la structure (cohésion apparente due à la succion). De ce fait, le sol résiste mieux aux contraintes. Sous une même charge, la microstructure d'un sol non saturé peut rester presque intacte, tandis que celle d'un sol saturé peut être modifiée.

L'étude de la microstructure du sol se fait généralement à l'aide d'outils et méthodes spécifiques tel que le microscope électronique à balayage, le microscope optique, la diffraction des rayons X et le porosimètre au mercure. Les études ont montré que la contribution de l'eau interparticulaire et le changement de la géométrie du ménisque de l'eau dans les pores influence la relation entre la teneur en eau  $w$ , la succion  $\psi$ , et les contraintes  $\sigma$ . Ces études ont aussi montré le rôle important des forces de capillarité et d'adhésion sur les interactions entre particules (e.g. Fredlund et Rahardjo, 1993; Lu et Likos, 2004; Fredlund et al. 2012). Certaines des composantes qui affectent le comportement des sols ( et des résidus miniers) non saturés sont présentées succinctement dans ce qui suit.

### 2.5.3 Création et effet de la succion

La succion matricielle dans un sol représente le déficit de pression défini comme la différence entre la pression atmosphérique  $u_a$  et la pression négative de l'eau  $u_w$  dans un échantillon de sol (Fredlund et Rahardjo, 1993):

$$\psi = u_a - u_w \quad (2-18)$$

où  $\psi$  est la succion matricielle (kPa);  $u_w$  est la pression de l'eau interstitielle (kPa);  $u_a$  est la pression de l'air des pores (kPa).

La succion totale est définie comme la somme de la succion matricielle  $\psi$  et osmotique  $\pi$ . La succion matricielle dépend des propriétés capillaires et d'adsorption du milieu formé par les particules d'un sol. La succion osmotique est due au déséquilibre de la composition ionique entre

l'eau interstitielle et la surface des particules solides. On considère usuellement que la succion matricielle contrôle le comportement mécanique du sol (e.g. Fredlund et Rahardjo, 1993).

### 2.5.3.1 Tension de surface

La tension de surface résulte des forces intermoléculaires agissant sur les molécules de la pellicule contractile (figure 2.5 a). Près de la surface, une molécule d'eau subit l'action d'une force prédominante vers l'intérieur du liquide. Ce qui génère une tension élastique le long de la pellicule. Cette propriété de l'interface est appelée la tension de surface  $T_s$  (tension par unité de longueur de la pellicule, N/m). Elle agit de façon tangente à l'interface; sa valeur décroît quand la température augmente (Fredlund et Rahardjo, 1993). Le comportement de la pellicule est quelques fois associé à celui d'une membrane élastique;  $u$  et  $\Delta u$  sont définies respectivement par la pression de l'eau et la différence entre la pression de l'air et la pression d'eau. La surface a un rayon de courbure  $R_s$  et une tension de surface  $T_s$ .

L'analyse 2D d'une membrane où le rayon de courbure est le même dans toutes les directions du plan permet d'écrire (figure 2.5b):

$$\Delta u = u_a - u_w = \frac{2T_s}{R_s} \quad (2-19)$$

Plus le rayon de courbure diminue, plus la succion matricielle de la pellicule augmente. La pellicule contractile courbée est aussi appelée ménisque. Lorsque la différence des pressions tend vers zéro, le rayon de courbure tend vers l'infini (i.e. état saturé  $u_a = u_w$ ). Systématiquement,  $R_s$  est associé aux rayons des pores d'un sol (Lu et Likos, 2004); plus le diamètre est petit, plus les forces capillaires développées seront élevées.

### 2.5.3.2 Phénomène de capillarité

Le phénomène de capillarité est associé à la tension des surfaces dans les pores et donc à la succion matricielle. La hauteur de remontée d'eau qui dépend du diamètre du tube (figure 2.6) influence directement la rétention d'eau du sol. La figure 2.6 présente un modèle physique explicitant une remontée capillaire dans un tube et une distribution des pressions d'eau associés à

cette remontée. Les points A et B sont supposés comme un niveau de référence à charge hydraulique nulle (i.e niveau hydrostatique d'une nappe phréatique). L'eau monte dans le tube jusqu'au point C sous l'action de la tension de surface et la tendance de l'eau à vouloir mouiller la surface (Fredlund et Rahardjo, 1993). La charge de pression d'eau au point C prend une valeur négative ( $u_w = -\rho_w g h_c$ ). En dessous du point A (figure 2.6) la pression de l'eau est positive à cause des conditions d'équilibre hydrostatique.

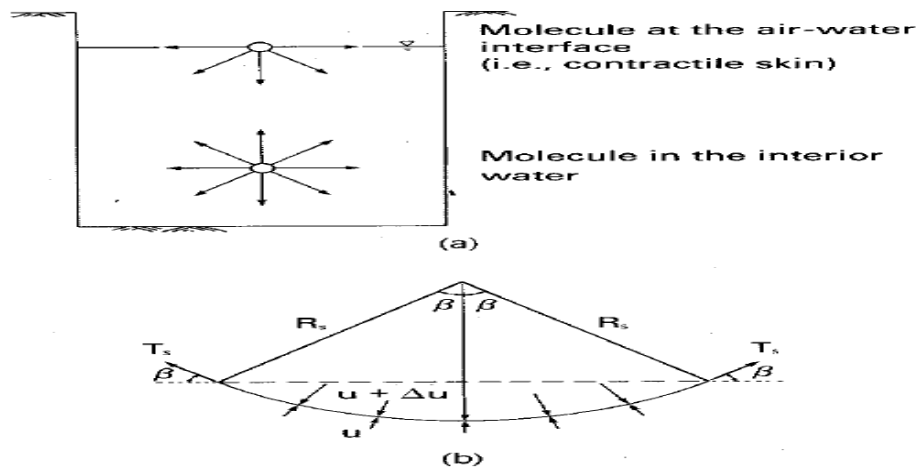


Figure 2.5 : Tension de la surface : (a) Forces intermoléculaires sur la pellicule contractile et dans l'eau; (b) Pressions et tension de surface agissant sur la pellicule en deux dimensions (adaptée de Fredlund et Rahardjo, 1993)

Ce comportement capillaire dépend de la circonférence du ménisque, qui fait un angle  $\alpha$  avec la paroi verticale. Cet angle  $\alpha$ , appelé angle de contact dépend de l'adhésion entre les molécules de la pellicule contractile et la paroi solide. L'équation d'équilibre des forces dans le tube donne la hauteur de remontée capillaire (Fredlund et Rahardjo, 1993):

$$h_c = \frac{2 T_s}{\rho_w g R_s} \quad (2-20)$$

où  $R_s$  : rayon de courbure du ménisque (L);  $h_c$  : hauteur de la remontée capillaire (L).

Le rayon du tube peut être assimilé au rayon des pores du sol (qui est toutefois variable). Ainsi, plus le rayon des pores est petit, plus la hauteur de remontée capillaire est grande. Diverses équations permettent de prédire cette hauteur de remontée capillaire dans les sols (Fredlund et Rahardjo, 1993; Aubertin et al.1998).

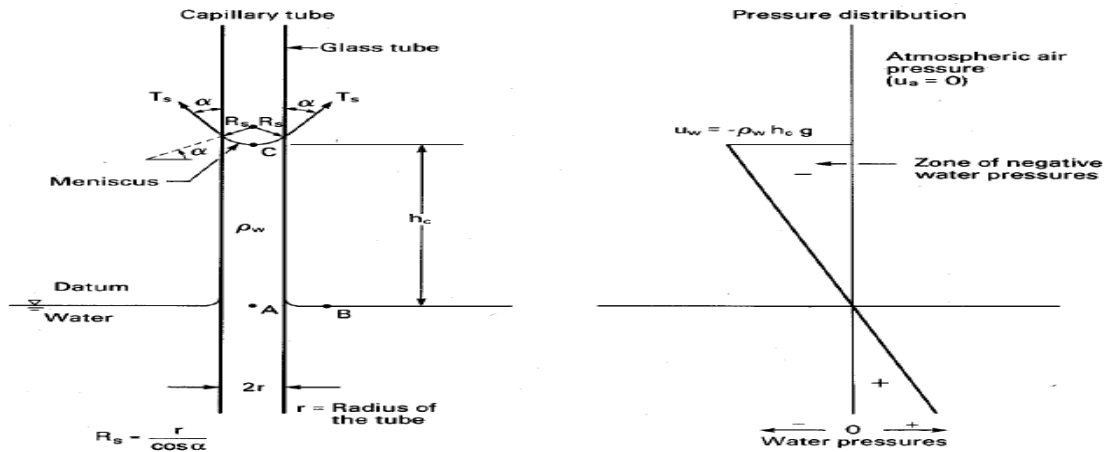


Figure 2.6 : Modèle physique d'une remontée capillaire dans un tube conjugué avec une distribution des pressions d'eau (adaptée de Fredlund et Rahardjo, 1993)

### 2.5.3.3 Régimes de succion dans les sols non saturés

La distribution verticale de la succion matricielle dans les sols non saturés dépend de plusieurs facteurs incluant les propriétés hydriques (données par la courbe de rétention d'eau et la fonction de conductivité hydraulique qui sont définies plus loin), l'infiltration, l'évaporation, les conditions de drainage et la profondeur de la nappe. On peut subdiviser les sols non saturés (au-dessus de la nappe) en deux zones. Dans la zone active (ou instable), la profondeur (près de la surface) varie selon le temps, le contexte géologique et environnemental. C'est le siège des variations de la succion selon trois régimes, tel qu'il illustré à la figure 2.7; qui dépend du régime d'infiltration (augmentation de la teneur en eau), de l'évaporation qui engendre une succion plus élevée en surface due à la diminution de la teneur en eau et l'équilibre hydrostatique en  $\psi$  (succion) et  $z$  (position). Dans la zone stable, la succion est pratiquement indépendante du temps. Elle est contrôlée par le type de sol, le rythme de recharge permanent, la topographie, et la localisation de la nappe.



## 2.6 Écoulement de l'eau en milieux saturés et non saturés

### 2.6.1 Écoulement en zone saturée

En milieu saturé, le mouvement de l'eau est décrit par la loi de Darcy selon la formule suivante (Holzt et Kovacs, 1991) :

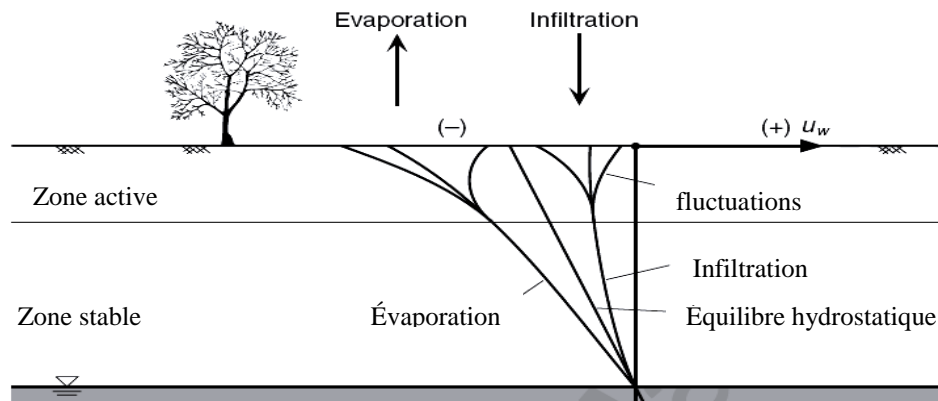


Figure 2.7: Modèle conceptuel des régimes actifs et stables et des profils verticaux de la succion dans un sol homogène non saturé dans des conditions de flux variables à la surface (adapté de Lu et Likos, 2004).

$$q = -k_{w,sat} \cdot i \quad (2-21)$$

où  $q$  : débit spécifique appelé fréquemment vitesse de Darcy ( $L.T^{-1}$ );  $k_{w, sat}$  : conductivité hydraulique saturée ( $L.T^{-1}$ );  $i$  : gradient hydraulique défini par la variation de la charge hydraulique entre deux points en fonction de la distance :

$$i = \frac{\partial h}{\partial z} \quad (2-22)$$

La charge hydraulique  $h$  correspond à la quantité d'énergie emmagasinée par unité de masse de fluide. Elle est exprimée en unité de longueur ( $L$ ). L'équation de Bernoulli (Holzt et Kovacs, 1991) décrit les composantes de la charge hydraulique d'un fluide dans des conditions simplifiées (fluide incompressible, non turbulent et non visqueux dans un milieu parfait) :

$$h(x, y, z) = z + \frac{u_w}{\rho_w g} + \frac{v^2}{2g} \quad (2-23)$$

où  $z$  : élévation relative (L);  $u_w$  : pression interstitielle ( $M.L^{-1}.T^{-2}$ );  $\rho_w$  masse volumique de l'eau ( $M.L^{-3}$ ) ;  $v$  : vitesse d'écoulement du fluide ( $L.T^{-1}$ ).

Le premier terme à droite de l'équation (2-23) représente la charge due à l'énergie potentielle associée à l'élévation  $z$ , le deuxième terme est lié à la pression d'eau  $u_w$  et le troisième terme est associé à la vitesse d'écoulement  $v$ . Ce dernier terme peut généralement être négligé en raison de la faible vitesse d'écoulement de l'eau dans les sols.

## 2.6.2 Écoulement en zone non saturée

La loi de Darcy a été étendue par Richards (1931) à l'écoulement en zone non saturée, en postulant que la conductivité hydraulique  $k$  non saturée est une fonction de la teneur en eau volumique du sol  $\theta$ , qui est elle-même fonction de la pression d'eau  $\psi$ . L'équation de Richards généralise l'équation de Darcy à un milieu partiellement saturé et permet d'écrire :

$$q = -k_w(\psi).i \quad (2-24)$$

L'équation 2-24 est associée à celle de la continuité :

$$\frac{\partial \theta_w}{\partial t} = -\nabla \cdot q_w \quad (2-25)$$

On obtient alors l'équation générale de l'écoulement en milieu poreux non saturé (Richards, 1931, Fredlund et Rahardjo, 1993):

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( k_x(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( k_y(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( k_z(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial z} \right) \quad (2-26)$$

Cette équation différentielle générale est résolue numériquement dans les logiciels de modélisation (comme Seep/W, Vadose/W, Hydrus).

## 2.6.3 Comportement hydrique

### 2.6.3.1 Courbe de rétention d'eau

La fonction qui décrit l'évolution de la teneur en eau volumique  $\theta_w$ , (ou massique  $w$ , ou le degré de saturation  $S_r$ ) en fonction de la succion matricielle  $\psi$  est appelée la courbe de rétention d'eau, CRE. Cette courbe est utilisée pour plusieurs applications incluant la prédiction de la fonction de perméabilité, la résistance au cisaillement et le changement de volume des matériaux non saturés (Nishimura et al. 1999). La figure 2.8 présente dans le plan  $S_r - \log \psi$  la courbe de rétention d'eau selon le chemin de drainage et l'état de désaturation correspondant à chaque zone. Dans la zone de saturation, le sol est à l'état quasi saturé, sous faible succion  $\psi \leq$  (pression d'entrée d'air  $\psi_a$ ). Dans la zone de transition, un accroissement de la succion au-delà de la pression  $\psi_a$  engendre le début de la désaturation en commençant par les pores les plus grands, suivi des pores de plus en plus petits (à mesure que la succion augmente). Dans la zone des conditions résiduelles, sous succion plus élevée, la teneur en eau diminue faiblement sous la teneur en eau résiduelle  $\theta_r$  (correspondant à la succion résiduelle  $\psi_r$ ). A noter que la pression d'entrée d'air est déterminée par la méthode des tangentes (Aubertin et al. 2003a).

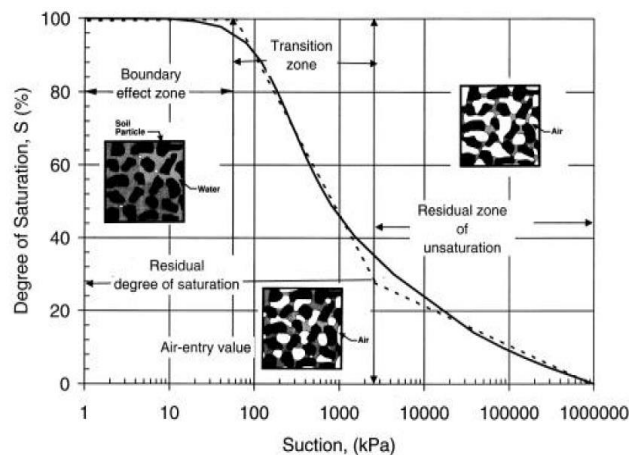


Figure 2.8: Courbe de rétention d'eau dans le plan  $S_r - \psi$ , montrant les trois principales zones de comportement en drainage (désaturation; tiré de Nishimura et al. 1999).

### 2.6.3.2 Techniques de mesure de la courbe de rétention d'eau

La courbe de rétention d'eau peut être mesurée selon diverses techniques expérimentales (Haines, 1927, Richards 1928, Hilf, 1956); la technique de translation d'axe (Hilf, 1956) est toutefois la plus utilisée. Cette technique consiste à imposer une pression d'air élevée à un échantillon initialement saturé, en maintenant la pression d'eau à la base sous une pression atmosphérique. Des paliers de pression d'air sont appliqués selon un chemin de drainage avec une mesure des teneurs en eau volumiques correspondantes.

- Techniques de l'eau suspendue:

L'application d'une succion artificielle sous la forme d'une pression d'eau négative par rapport à la pression atmosphérique est basée sur le principe de la remontée capillaire, tel que montré à la figure 2.6. Une combinaison entre la technique de Haines (1927) et la technique de Richards (1928) a été proposée par Vanapalli et al. (2008) pour appliquer une pression d'eau négative (ASTM D6836- 03).

La technique de la pression d'eau négative en colonne a été introduite originellement par Haines (1927). La figure 2.9 présente le dispositif expérimental utilisé pour illustrer l'approche de Haines (1927). Un échantillon initialement saturé est placé sur la base de la colonne, en contact avec un disque en céramique saturé et un compartiment d'eau. Ce dispositif permet de contrôler la succion par la connexion d'un tuyau saturé à la base de la colonne. Le niveau d'eau  $z_1$  varie dans la burette alors que la pression de gaz  $P_g$  appliquée au-dessus de la burette est maintenue sous pression atmosphérique. L'application de la succion engendre un écoulement de l'eau vers le bas de l'échantillon jusqu'à ce que l'équilibre soit atteint. Cette technique est usuellement utilisée pour mesurer la courbe de rétention d'eau sur des faibles intervalles de succion (0- 30 kPa) pour les sables grossiers. Ces matériaux se désaturent sous une faible pression d'entrée d'air. Cette technique ne permet pas l'application des succions élevées, en raison de la hauteur limitée de l'échantillon de sol (Vanapalli et al. 2008).

La technique de Richard (1928) permet de contrôler la succion par l'application directe d'une pression d'air négative sur la burette. Une bouteille remplie d'eau désaérée est liée par une connexion double au tuyau saturé et à la burette; elle permet un ajustement du niveau d'eau dans la burette d'une façon continue pour maintenir  $\Delta H$  (la différence entre les niveaux d'eau dans les deux réservoirs) constant. Le principal problème commun entre les techniques de Richards et

Haines est associé à la diffusion de l'air à travers la plaque poreuse dans le système de drainage (Vanapalli et al. 2008).

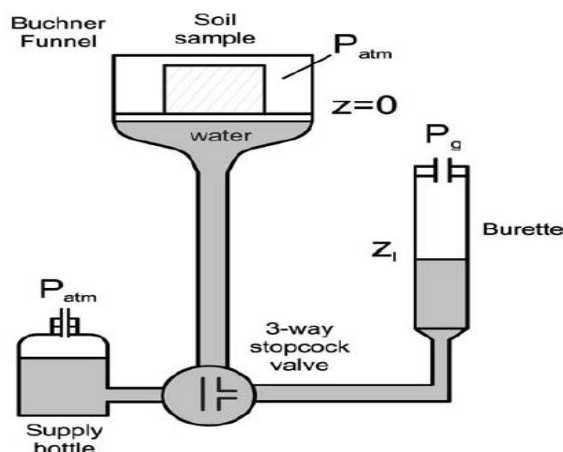


Figure 2.9 : Schéma de l'appareil classique pour mener un essai avec la colonne de Haines modifié après Dane et Hopmans, 2002 (tirée de Vanapalli et al. 2008).

À partir de ces deux techniques et de la norme ASTM (D6836, 2003), Vanapalli et al. (2008) ont développé une technique qui permet d'appliquer une pression d'eau négative allant jusqu'à 40 kPa. La figure 2.10 présente un dispositif expérimental illustrant la procédure de la technique. L'appareil est composé d'une chambre d'échantillon, un tube capillaire, et un système d'application de la succion. Le volume d'eau écoulé vers ou hors l'échantillon durant l'essai est mesuré en utilisant un tube capillaire connecté à l'extrémité de l'échantillon. L'autre extrémité de ce tube capillaire est reliée à un système qui contrôle la pression d'air négative. Ce système est composé par deux réservoirs. L'élévation relative des deux réservoirs est ajustée afin de maintenir une pression d'eau négative ( $u_w < 0$ ) à l'intérieur de tube capillaire. Le tube capillaire est déposé horizontalement à la même élévation que la base de l'échantillon. La valeur de la succion est mesurée par un manomètre. Les deux réservoirs permettent de maintenir la succion appliquée à une valeur constante. À noter que le niveau d'eau dans les deux réservoirs peut varier, ce qui engendre une légère variation de la valeur de la succion appliquée.

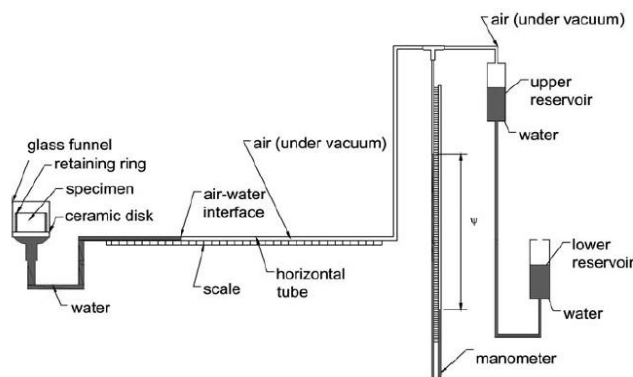


Figure 2.10: Dispositif expérimental illustrant la technique de la pression d'eau négative en colonne selon ASTM (D6836, 2003; tirée de Vanapalli et al. 2008).

- Cellule de pression

L'essai en cellule de pression a pour objet de mesurer la courbe de rétention d'eau (par la technique de translation des axes, Hilf, 1956) et la détermination des différentes relations hydriques pour décrire le comportement des matériaux déformables dans des conditions non saturées (Saleh Mbemba, 2010). La figure 2.12 montre les composantes principales d'une cellule de pression. Elle est composée d'une chambre d'air étanche dont la base est constituée d'une membrane cellulosique poreuse sur laquelle reposent des échantillons. Ces échantillons sont initialement saturés et mis dans des moules en plastique flexible de forme circulaire avec un diamètre de 5,5 cm et une hauteur de 1 cm.

La taille des éprouvettes a été jugée représentative et favorise l'atteinte rapide de l'équilibre. Ces échantillons sont directement mis en contact avec la membrane de cellulose saturée ayant une valeur d'entrée d'air élevée afin d'assurer le contact entre l'eau interstitielle de l'échantillon et l'eau de la membrane, et d'éviter la désaturation de l'éprouvette au moment de l'application des paliers de pressions d'air. La base de la membrane et l'eau interstitielle de l'échantillon sont sous la pression atmosphérique. Dans l'essai en cellule de pression, la succion est appliquée selon la technique de translation des axes, ce qui permet d'imposer une succion artificielle par l'application d'un palier de pression d'air (azote) jusqu'à ce que l'équilibre soit atteint. Ensuite, un échantillon est extrait rapidement de la cellule de pression afin de mesurer le volume et la teneur en eau massique  $w_i$  d'où on peut déduire la teneur en eau volumique qui correspond à la succion matricielle initialement simulée.

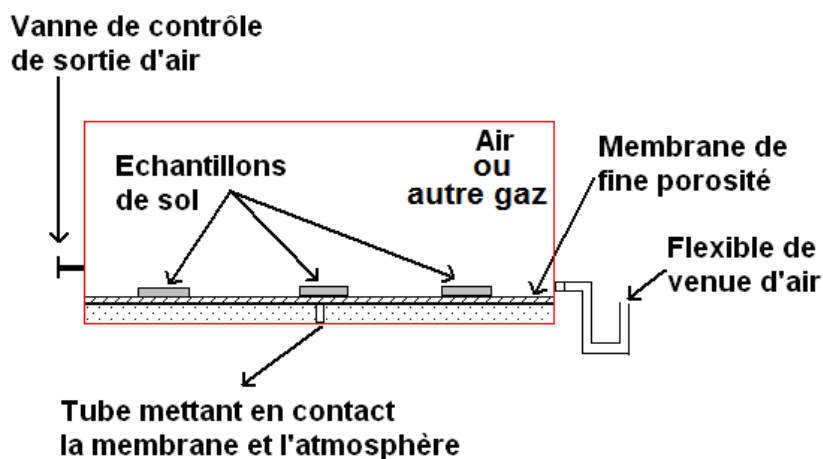


Figure 2.11 : Vue schématique de la cellule de pression (tirée de Saleh Mbemba, 2010)

- Cellule Tempe modifiée :

Le but de cet essai est la détermination de la courbe de rétention d'eau des sols en chemin de drainage dans un intervalle de succion allant de 0 à 1500 kPa par la technique de translation des axes (Hilf, 1956). L'échantillon devrait être préalablement saturé par la contrepression dans une cellule triaxiale et de volume connu (Pabst, 2011) .

- Équipement:

La figure 2.11 présente un schéma de la cellule tempe avec les composantes principales. Ce schéma inclut une cellule Tempe (avec chambre, anneau métallique, stabilisateur, ressort, o-rings); une céramique poreuse (1, 5, 15 bar selon la pression maximale exercée) sertie d'un anneau métallique ; une plaque de verre ou de plastique (légèrement plus grande que la surface de l'échantillon); et une alimentation en air comprimé (azote si le matériel est réactif) et régulateur de pression (manodétendeur).

- Méthodologie :

La réalisation de l'essai en cellule tempe (Pabst, 2011) consiste sur une saturation des disques en céramiques, graissage des O-rings , du colimaçon et les connexions dans la base d'acrylique avec l'eau désaérée; et l'éprouvette par contrepression. Après, le couvercle supérieur de la cellule est branché sur la connexion quick, et la base de la cellule est sous pression atmosphérique. Ensuite un accroissement de la pression d'air est appliqué, allant de 0 jusqu'à 1450 kPa.

La masse de la cellule est mesurée d'une façon systématique jusqu'au point où elle ne varie plus, à ce moment l'équilibre est atteint.

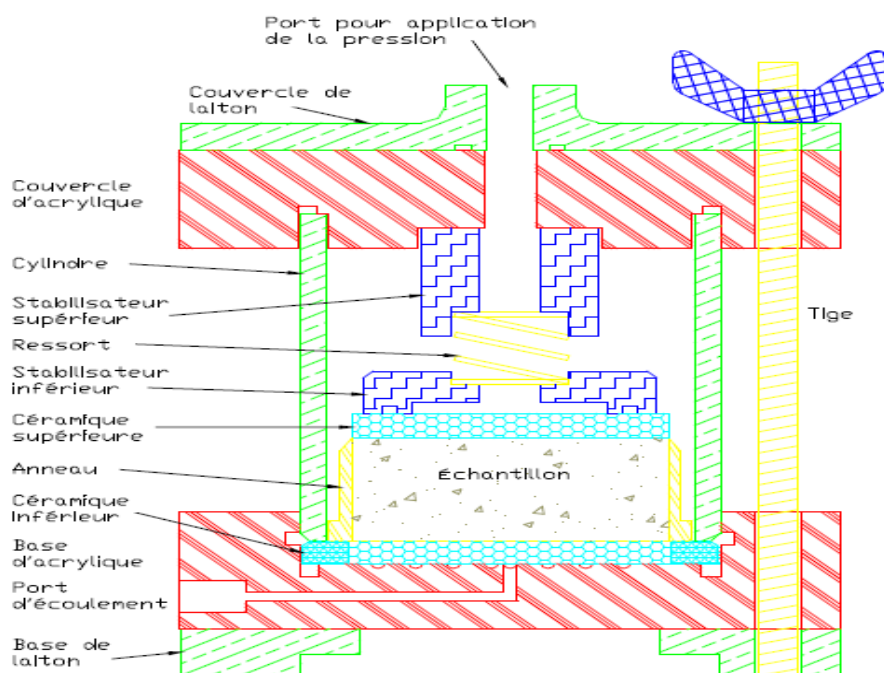


Figure 2.12: Schéma d'une cellule tempe de vue en coupe (adaptée de Pabst, 2011)

### 2.6.3.3 Techniques de mesure des pressions d'eau

Le tensiomètre est utilisé pour la mesure directe de la pression de l'eau interstitielle négative. Il est composé d'un réservoir d'eau désaérée, d'une plaquette de céramique poreuse de haute pression d'entrée d'air et un capteur de pressions négatives (figure 2.13). La céramique poreuse permet un contact continu entre l'eau interstitielle du sol non saturé et l'eau du tensiomètre. La pression négative est transmise à travers les pores saturés de la céramique de telle sorte que l'eau est retirée du tensiomètre jusqu'à ce que la pression interne du capteur soit équivalente à la succion matricielle du sol voisin. La teneur en eau volumique est mesurée après que l'équilibre de la succion matricielle soit atteint. Les tensiomètres standards ont une capacité de mesure atteignant théoriquement 100 kPa. L'intervalle de mesure de la succion matricielle dépend toutefois d'autres facteurs, incluant la pression d'entrée d'air de la céramique poreuse et de la



capacité de l'eau du réservoir à supporter des fortes pressions négatives sans cavitation (Marinho et al. 2008). Le développement des tensiomètres de haute capacité (Marinho et al. 2008) permettrait de mesurer une succion matricielle proche de 1500 kPa.

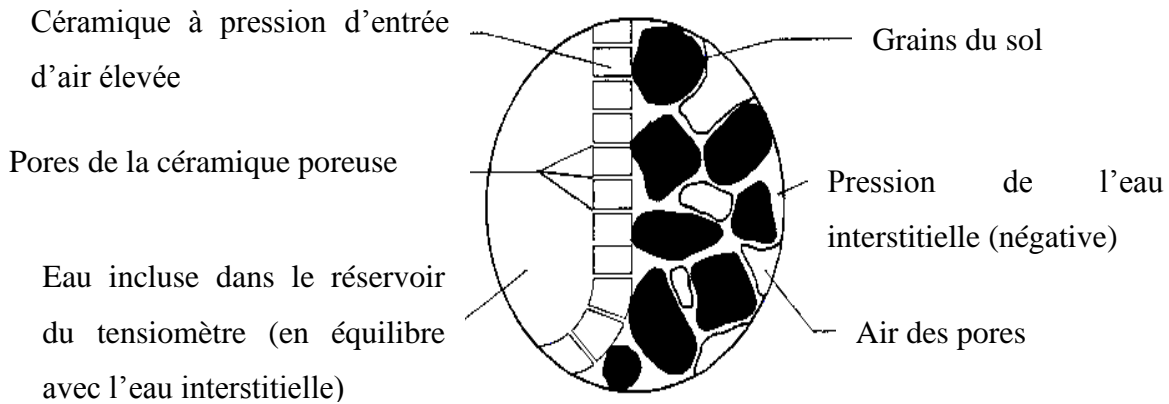


Figure 2.13: agrandissement du contact entre la plaquette de céramique d'un tensiomètre et les grains du sol non saturé (adapté de Lu et Likos, 2004)

#### 2.6.3.4 Modèles prédictifs et descriptifs de la courbe de rétention d'eau

- Modèle de Kovacs modifié (Aubertin et al. 2003a)

C'est un modèle prédictif de la courbe de rétention d'eau, utilise les propriétés physique de base du sol (porosité, granulométrie). Ce modèle fait une distinction entre les forces capillaires et les forces d'adhésion, qui agissent conjointement pour induire une succion et ne tient pas compte des changements de volume. Ce modèle peut s'écrire de la façon suivante (Aubertin et al. 2003a)

$$S_r = \frac{\theta}{n} = 1 - \langle 1 - S_a \rangle (1 - S_c) \quad (2-27)$$

$$S_a = a_c \left( 1 - \frac{\ln \left( 1 + \frac{\psi}{\psi_r} \right)}{\ln \left( 1 + \frac{\psi_0}{\psi_r} \right)} \right) \frac{\ln \left( \frac{h_{co}}{\psi_n} \right)^{\frac{2}{3}}}{e^{\frac{1}{3}} \left( \frac{\psi}{\psi_n} \right)^{\frac{1}{6}}} \quad (2-28)$$

$$S_c = 1 - \left( \left( \frac{h_{co}}{\psi} \right)^2 + 1 \right)^m \exp \left( -m \left( \frac{h_{co}}{\psi} \right)^2 \right) \quad (2-29)$$

où  $a_c = 0.01$ ;  $m = 1/C_U$  ( $C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}}$  : coefficient d'uniformité); et  $h_{co}$  : hauteur capillaire équivalente (cm);  $S_a$  : saturation d'adhésion;  $S_r$  : degré de saturation;  $S_c$  : saturation capillaire;  $n$  : porosité;  $\theta$  : teneur en eau volumique ( $L^3.L^{-3}$ );  $\psi$  : succion liée à un degré de saturation (cm);  $\psi_r$  : succion correspond aux conditions résiduelles (cm);  $\psi_0 = 10^7$  cm. Le modèle de Kovacs modifié (Aubertin et al. 2003a) sera principalement utilisé dans ce projet pour estimer la fonction de perméabilité des résidus CM non saturés (Mbonimpa et al. 2006b). La hauteur de la remontée capillaire est le paramètre clé de la prédiction de la courbe de rétention d'eau selon le modèle MK modifié (Aubertin et al. 2003a). Il est décrit comme suit :

$$\begin{cases} h_{co} = \frac{b}{eD_{10}} \\ b = \frac{0.75}{1.17 \log_{10} C_U + 1} \end{cases} \quad (2-30)$$

Les modèles descriptifs permettent un lissage de la courbe de rétention d'eau mesurée selon des formules mathématiques telles que synthétisées au tableau 2.2. On distingue le modèle de Brooks et Corey (1964) qui consiste sur la valeur de la succion avant et après désaturation. Les modèles de Van Genuchten (1980) et Fredlund et Xing (1994) incluent des paramètres déterminés par régression en ajustant les données expérimentales des sols. Plus de détails sur ces modèles sont montrés à certains livres (Fredlund et Rahardjo, 1993; Lu et Likos, 2004) et thèses (Pabst, 2011, Narvaez, 2013)

Tableau 2.2 : Modèles développés pour décrire la courbe de rétention d'eau des sols

Modèle de Brooks et Corey (1964)
$\begin{cases} \theta = \theta_s & \text{si } 0 \leq \psi \leq \psi_a \\ \theta = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \left[ \frac{\psi}{\psi_a} \right]^\lambda & \text{si } \psi \geq \psi_a \end{cases}$ <ul style="list-style-type: none"> <li>- <math>\lambda</math> : indice de distribution de la taille des pores(-);</li> <li>- <math>\psi_a</math> : pression d'entrée d'air (<math>M.L^{-1}.T^{-2}</math>);</li> <li>- <math>\theta_r</math> : teneur en eau résiduelle (<math>L^3.L^{-3}</math>);</li> </ul>

Tableau 2.2: Modèles développés pour décrire la courbe de rétention d'eau des sols (suite)

Modèle de van Genuchten (1980)
$\theta = \theta_r + (\theta_s - \theta_r)[1 + (\alpha_{VG}\psi)^{n_{VG}}]^{-m_{VG}}$ $m_{VG} = 1 - \frac{1}{n_{VG}}$ <ul style="list-style-type: none"> <li>- <math>\alpha_{VG}</math> : l'inverse de la pression d'entrée d'air;</li> <li>- <math>n_{VG}</math> : paramètre de la distribution de la taille des pores;</li> <li>- <math>m_{VG}</math> : il est lié à la symétrie de l'ensemble de la courbe de rétention d'eau.</li> </ul>
Modèle de Fredlund et Xing (1994)
$\theta = \theta_s \left[ 1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{\psi_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{\psi_r}\right)} \right] \left\{ \frac{1}{\ln\left[e + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n\right]} \right\}^m$ <ul style="list-style-type: none"> <li>- <math>\psi</math> : succion totale du sol (kPa);</li> <li>- <math>e</math>: nombre naturel égal à 2.7182;</li> <li>- <math>\psi_r</math> : succion totale correspondant à la teneur en eau résiduelle <math>\theta_r</math> (kPa);</li> <li>- <math>a</math> : paramètre du sol lié à la valeur de la pression d'entrée d'air;</li> <li>- <math>n</math> : paramètre du sol contrôlant la pente et les points d'inflexions de la courbe de rétention d'eau;</li> <li>- <math>m</math> : paramètre du sol lié à la valeur de la teneur en eau résiduelle.</li> </ul>

## 2.6.4 Fonction de perméabilité

Le caractère tri-phasique des milieux non saturés, et leurs réponses aux différentes fluctuations font que la conductivité hydraulique est une fonction qui varie selon la teneur en eau et la succion matricielle. La conductivité hydraulique non saturée est définie par (Van Genuchten, 1980) :

$$k(\theta) = k_s * k_r \quad (2-31)$$

où  $k_s$  : conductivité hydraulique à la saturation ( $L.T^{-1}$ );  $k_r$  : conductivité hydraulique relative (-); et  $k(\theta)$  : conductivité hydraulique non saturée ( $L.T^{-1}$ ).

La figure 2.14 montre l'effet d'une succion matricielle croissante sur la conductivité hydraulique d'un sol non saturé. Au fur et à mesure que la succion augmente ( $\psi \geq \psi_a$ ), le sol commence à se désaturer, l'air occupe de plus en plus le volume des pores de sorte que le trajet de l'eau devient étroit et tortueux. Par conséquent, la conductivité hydraulique non saturée  $k_w$  (ou  $k(\theta)$ ) diminue fortement lorsque la teneur en eau volumique diminue.

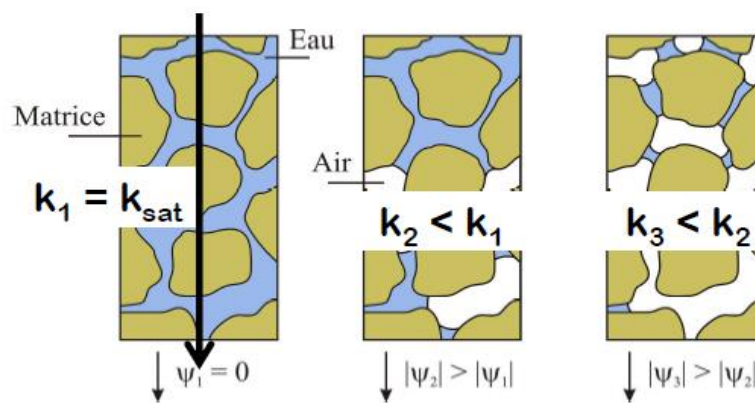


Figure 2.14 : Évolution de la conductivité hydraulique d'un sol non saturé par des succions croissantes (tirée de Aubertin, 2012)

Les écoulements non saturés sont influencés par la granulométrie. La figure 2.15 montre schématiquement la variation de la fonction de perméabilité et la courbe de rétention respectivement dans les plans  $k$ - $\log \psi$  et  $\theta$ - $\log \psi$  pour un sable et un silt. Le sol le plus grossier (sable) se désature à de faibles succions, et il devient moins perméable qu'un sol fin (silt) qui montre une plus grande conductivité à des succions importantes.

Il existe diverses techniques de mesure de la conductivité hydraulique non saturée au laboratoire, incluant des mesures en colonne ou en perméamétrie, la méthode du régime permanent, la méthode du profil instantané; et la méthode du débit sortant. Ces techniques demandent du temps, sont coûteuses et difficiles à réaliser au laboratoire. La fonction de conductivité hydraulique non saturée  $k_w$  est déterminée habituellement à partir de la courbe de rétention d'eau et la conductivité hydraulique saturée en utilisant d'autres modèles prédictifs expliqués dans ce qui suit.

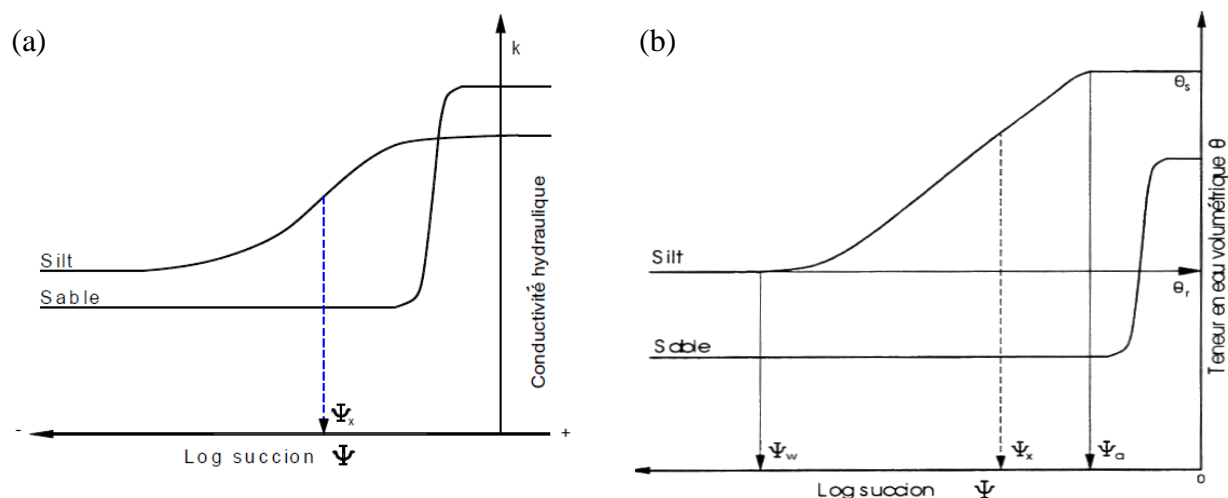


Figure 2.15 : Représentation schématique de la fonction de perméabilité non saturée (a) et la courbe de rétention d'eau (b) pour un sable et un silt (tirée de Aubertin et al., 1995)

#### 2.6.4.1 Modèles prédictifs de la conductivité hydraulique saturée

La conductivité hydraulique saturée  $k_{sat}$  est un paramètre physique très important dans les problèmes hydrogéotechniques des sols saturés, telle la consolidation des sols fins. Ce paramètre peut être déterminé en laboratoire par des essais à charge variable effectués en cellule triaxiale (ASTM D5084 ).

- Méthode de Kozeny-Carman modifié (Mbonimpa et al. 2002):

La conductivité hydraulique saturée  $k_{sat}$  peut être prédite par les modèles de Hazen, Taylor, et de Kozeny-Carman (KC). Ces modèles prédictifs sont basés sur la granulométrie du sol. Les travaux récents de Bussière (1993), Aubertin et al. (1996) et Chapuis et Aubertin (2003) ont démontré que ces modèles n'étaient pas bien adaptés pour prédire la conductiv  hydraulique saturée quand les propriétés physiques du sol changent. L'équation de Kozeny-Carman modifiée exprime la conductiv  hydraulique sous forme d'un produit de trois fonctions de pedo-transfert d'après Aubertin et al. (1996). Le tableau 2.3 présente les fonctions utilisées pour le cas des sols granulaires et pour les sols plastiques et cohésifs. Cette équation est décrite comme suite (Mbonimpa et al. 2002) :

$$k_{sat} = f_f * f_v * f_s \quad (2-32)$$

- $f_f$  : fonction des propriétés du fluide en écoulement ;
- $f_v$  : fonction des propriétés de l'espace poreux ;
- $f_s$  : fonction de la surface spécifique du sol ;

Tableau 2.3: Modèle de Kozeny-Carman modifié d'après Mbonimpa et al. (2002)

Fonction	Sols granulaires	Sols plastiques et cohésifs
$f_f$	$C_G \frac{\gamma_w}{\mu_w}$	$C_p \frac{\gamma_w}{\mu_w}$
$f_v$	$\frac{e^{3+x}}{1+e}$ avec $x = 2$	$\frac{e^{3+x}}{1+e}$ avec $x = 7.7w_L^{-0.15} - 3$ $20\% \leq w_L \leq 397\%$
$f_s$	$C_U^{\frac{1}{3}} D_{10}^2$	$\frac{1}{\rho_s^2 w_L^{2\chi}}$ $25\% \leq w_L \leq 127\%$
$k_{sat} = f_f * f_v * f_s$	$k_{sat} = C_G \left[ \frac{\gamma_w}{\mu_w} \right] \left[ \frac{e^{3+x}}{1+e} \right] \left[ C_U^{\frac{1}{3}} D_{10}^2 \right]$	$k_{sat} = C_p \left[ \frac{\gamma_w}{\mu_w} \right] \left[ \frac{e^{3+x}}{1+e} \right] \left[ \frac{1}{\rho_s^2 w_L^{2\chi}} \right]$

- $k_{sat}$ : conductivité hydraulique saturée (en cm/s) ;
- $C_G$  : est une constante adimensionnelle ( $C_G = 0,1$ ) ;
- $C_p$  : est une constante ( $C_p = 5,6 \text{ g}^2 / \text{m}^4$ ) ;
- $\mu_w$  : viscosité dynamique de l'eau ( $\mu_w = 10^{-3} \text{ Pa} \cdot \text{s}^{-1}$  à  $20^\circ\text{C}$ ) ;
- $\rho_s$  : densité des grains solides (en  $\text{kg/m}^3$ ) ;

- $\gamma_w$  : poids unitaire de l'eau (9.81 kN/m<sup>3</sup>);
- $\chi$  : une constante égale à 1.5 ;
- $C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}}$  : coefficient d'uniformité;
- $w_L$  : limite de liquidité (%)

▪ Méthode de Kozeny-Carman (Chapuis et Aubertin, 2003):

Cette méthode prédictive de  $k_{sat}$  peut être utilisée pour les sols plastiques et non plastiques. Une détermination préalable de la surface spécifique  $S_s$  du sol est requise. Une bonne estimation de  $S_s$  selon Chapuis (2008) dépend de l'homogénéité de l'échantillon et une bonne mesure de la courbe granulométrique du sol. Dans le cas d'une surestimation ou sous-estimation de la surface spécifique, le modèle perd sa performance. Ce modèle est capable de produire des valeurs de  $k_{sat}$  entre 1/3 et 3 fois la valeur de  $k_{sat}$  obtenue des essais de bonne qualité au laboratoire (Chapuis 2012).

La surface spécifique est calculée en utilisant l'équation proposée par Chapuis et Legaré (1992) :

$$S_s = \frac{6}{\rho_s} \sum \frac{P_{No D} - P_{No d}}{d} \quad (2-33)$$

où  $S_s$  est la surface spécifique (m<sup>2</sup>/kg),  $\rho_s$  est la masse volumique des grains solides (kg/m<sup>3</sup>),  $(P_{No D} - P_{No d})$  est la différence des pourcentages en poids plus petit que les tailles des tamis  $D$  ( $P_{No D}$ ) et  $d$  ( $P_{No d}$ );  $d$  taille des particules (mm).

La courbe granulométrique se termine toujours par une taille minimale  $d_{min}$  qui nécessite la définition d'une taille équivalente  $d_{eq}$  qui correspond à la taille moyenne obtenue par la surface spécifique. Dans le cas de la présence des particules fines, la contribution du diamètre  $d_{eq}$  dans la surface spécifique sera importante. Le diamètre équivalent a été décrit comme suite :

$$d_{eq} = \sqrt{\frac{1}{d_{min}} \int_0^{d_{min}} y^2 dy} = \frac{d_{min}}{\sqrt{3}} \quad (2-34)$$

L'équation KC modifiée selon Chapuis et Aubertin (2003) est:

$$\log_{10}(k) = 0,5 + \log\left(\frac{e^3}{G_s^2 S_s^2 (1 + e)}\right) \quad (2-35)$$

où  $k$  est m/s;  $S_s$  est en  $m^2/kg$ ;  $G_s$  est la densité des solides (sans unité).

Le modèle de Kozeny-Carman a été adapté aussi aux résidus miniers (Chapuis et Aubertin, 2003). La conductivité hydraulique saturée est obtenue selon l'équation suivante :

$$\log(k) = 1,5 * \left[ 0,5 + \log\left(\frac{e^3}{G_s^2 S_s^2 (1 + e)}\right) \right] + 2 \quad (2-36)$$

#### 2.6.4.2 Modèles prédictifs de la conductivité hydraulique non saturée

La conductivité hydraulique  $k_w$  peut être obtenue à partir de la courbe de rétention d'eau. Il existe plusieurs modèles qui permettent d'estimer cette fonction de perméabilité, incluant Childs et Collis-George, (1950); Burdine, (1953), Mualem, (1976a, b), Fredlund et Xing, (1994), Mbonimpa et al. (2006b). Ils sont définis comme des fonctions mathématiques simples incorporant la conductivité hydraulique saturée et les différents paramètres empiriques d'ajustement liés à la courbe de rétention d'eau. Le calcul se fait sur un grand nombre d'échantillons pour améliorer les paramètres d'ajustement. D'autres modèles empiriques existent, mais leur principale faiblesse réside dans l'absence de véritable signification physique, ce qui limite leur utilisation à des cas très spécifiques et empêche toute extrapolation des modèles.

Dans ce projet, le modèle de Mbonimpa et al. (2006b) a été utilisé principalement pour prédire  $k_w$  pour des résidus non saturés. Ce modèle est une combinaison entre le modèle de Kovács modifié (MK) (Aubertin et al. 2003a), développé pour prédire la CRE et quelques modèles statistiques existants servant à estimer la fonction  $k_r$ . Ces modèles permettent une prédiction indirecte de la fonction de conductivité hydraulique. Ils supposent que le milieu poreux est représenté par un réseau de tubes capillaires qui interconnecte les différentes tailles à distribution aléatoire suivant une fonction statistique. Ils ne tiennent compte que des pores qui contribuent à l'écoulement de l'eau, dont la fonction de rétention d'eau est supposée directement liée à la fonction de distribution du rayon des pores. Parmi les modèles statistiques, mentionnons ceux de Gardner (1958), Brooks et Corey (1964), Campbell (1974) et Poulsen et al. (1998). Le plus utilisé est celui de Mualem (1976a, b) et van Genuchten (1980).



Le code MATLAB (Mbonimpa et al. 2006a) utilise le modèle MK modifié et le modèle statistique de Fredlund et al. (1994), selon les équations suivantes :

$$k_r(\psi) = \frac{\theta}{\theta_s} \left[ \int_{\psi}^{\psi_0} \frac{\theta(v) - \theta(\psi)}{v^2} \theta'(v) dv \right] / \left[ \int_{\psi_s}^{\psi_0} \frac{\theta(v) - \theta_s}{v^2} \theta'(v) dv \right] \quad (2-37)$$

$$\theta' = n \left[ (1 - S_a) \frac{\delta S_c}{\delta \psi} - (1 - S_c) \frac{\delta(1 - S_a)}{\delta \psi} \right] \quad (2-38)$$

où  $v$  est une variable numérique utilisée dans l'analyse de régression (modèles statistiques);  $\psi_0=10^7$  cm est la succion qui correspond au drainage complet du sol ( $\theta=0$ );  $\psi_s=0,01$  cm;  $\theta'$  est la dérivée de la teneur en eau volumique par rapport à la succion;  $S_a$  : saturation d'adhésion;  $S_c$  : saturation capillaire;  $n$  : porosité ( $L^3.L^{-3}$ );  $\theta$  : teneur en eau volumique ( $L^3.L^{-3}$ ).

Fredlund et al. (1994) ont obtenu une prédiction plus précise de  $k_r$  par l'introduction d'un facteur de correction  $\frac{\theta}{\theta_s}$  inclus déjà dans l'équation 2-37 et qui tient compte de la tortuosité du milieu poreux sous des conditions non saturée. Ce facteur représente une normalisation de  $\theta$  par la teneur en eau volumique à la saturation.

## 2.7 Phénomène d'hystérésis dans les sols non saturés

La courbe de rétention d'eau  $\theta$ -  $\psi$  des sols non saturés est sujette à un phénomène d'hystérésis. Le chemin de drainage n'est pas le même que celui de mouillage (à la même succion). En condition de drainage le sol tend à retenir une quantité d'eau supérieure à celle enregistrée au cours des processus d'humidification (Lu et Likos, 2004).

La figure 2.16 illustre dans le plan  $\log \psi$ - $\theta$ , une conceptualisation de l'hystérésis pour un matériau granulaire. La ligne horizontale discontinue passant par la valeur  $\psi_1$  intercepte les courbes de rétention d'eau en deux points de teneurs en eau différentes en mouillage  $\theta_{1w}$  et en drainage  $\theta_{1d}$ . On constate que la valeur  $\theta_{1w}$  est supérieure à celle de  $\theta_{1d}$ .

La figure 2.16 montre aussi que la saturation complète n'est pas atteinte durant le processus de mouillage à cause des bulles d'air occlus à l'intérieure de certains pores. La courbe joignant les

points C et D représente un remouillage partiel sur la courbe de rétention d'eau en réponse à un cycle de drainage et mouillage.

Les principaux mécanismes responsables de l'hystérésis sont (Hillel, 1980; Lu et Likos, 2004) :

- La différence entre l'angle de contact en mouillage et en drainage à l'interface des particules;
- Effet de la taille des pores;
- Gonflement et retrait pour des sols fins avec les cycles de drainage-mouillage;
- Connectivité spatiale des pores.

Bien qu'il puisse jouer un rôle au niveau du comportement des résidus miniers, le phénomène d'hystérésis n'est pas tenu en compte dans cette étude.

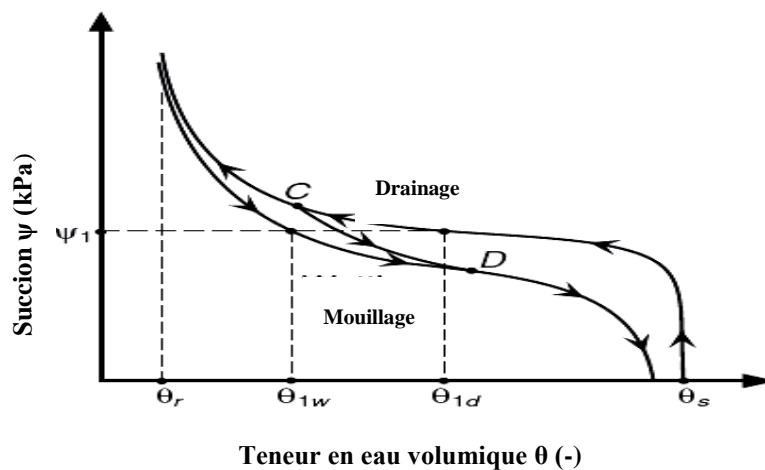


Figure 2.16 : Illustration conceptuelle de l'hystérésis par la courbe de rétention d'eau (adaptée de Lu et Likos, 2004)

## 2.8 État des contraintes des sols non saturés

À partir de l'état des contraintes dans les sols saturés, Fredlund et Morgenstern (1977) ont postulé que l'état des contraintes dans les sols non saturés peut être décrit par deux variables indépendantes soit; la contrainte normale nette ( $\sigma_v - u_a$ ) et la succion matricielle ( $u_a - u_w$ ). Ces variables indépendantes peuvent être représentées dans un espace tridimensionnel par un tenseur, tel que montré dans la figure 2.17.

La contrainte effective définie par Bishop (1959) selon une extension de l'équation de Terzaghi aux sols non saturés. Cette équation peut être exprimée sous la forme suivante (e.g Lu et Likos, 2004):

$$\sigma'_v = (\sigma_v - u_a) + \chi (u_a - u_w) \quad (2-39)$$

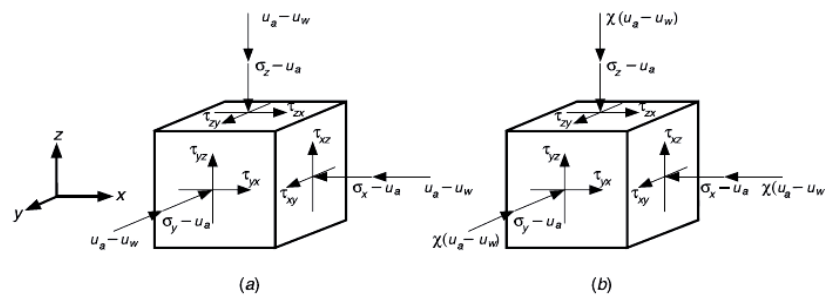


Figure 2.17 : Tenseur des contraintes et des pressions sur un élément de sol non saturé : a) approche des contraintes indépendantes de Fredlund et Morgenstern. b) approche de la contrainte effective de Bishop. (tirée de Lu et Likos, 2004).

où  $\sigma'_v$  contrainte effective;  $(\sigma_v - u_a)$ : contrainte normale nette ;  $(u_a - u_w)$  : succion matricielle;  $\sigma_v$  contrainte verticale;  $u_a$  pression d'air (kPa);  $u_w$  pression d'eau interstitielle;  $\chi$  : paramètre qui dépend du degré de saturation ( $\chi$  entre 0 et 1).

La figure 2.17 (b) présente le tenseur des contraintes sur un élément de sol. L'état des contraintes dans les sols non saturés est décrit par une superposition de deux contraintes selon l'équation (2-39):

- Une contrainte normale nette  $(\sigma_v - u_a)$ ;
- Une contrainte isotrope définie par  $\chi(u_a - u_w)$ .

Morgenstern (1979) a démontré le paramètre  $\chi$  utilisé pour le changement de volume serait différent de celui de la résistance au cisaillement. Khalili et Khabaz (1998) et Russel et Khalili (2006) ont proposé d'autres expressions pour définir le paramètre  $\chi$ . Konrad et Lebeau (2015) ont aussi proposé une nouvelle formulation pour la contrainte effective non saturée.

Les variables d'états des contraintes indépendantes  $(\sigma_v - u_a, u_a - u_w)$  sont plus souvent utilisées. Cette combinaison des variables d'état est avantageuse, car l'effet qui résulte de la

variation de la contrainte normale nette peut être séparé de l'effet des variations des pressions interstitielles. Cet état des contraintes pour des sols non saturés mène à diverses conditions particulières. Par exemple, lors de l'application d'un chargement externe, les pressions d'eau interstitielles peuvent augmenter jusqu'à une valeur proche de la pression d'air dans les pores de telle sorte que la succion matricielle devient nulle.

Fredlund et Morgenstern (1977) ont proposé et validé le concept de ces variables d'état pour les sols non saturés par des essais basés sur la technique de translation des axes sous un chargement unidimensionnel (oedomètre modifié) et un chargement isotopique en cellule triaxiale. Les travaux récents de Zhang (2004) ont inclus le concept des variables d'état pour des nouvelles théories de la consolidation non saturée couplée et non couplée.

## **2.9 Consolidation des sols non saturés**

L'approche des variables d'état des contraintes proposées par Fredlund et Morgenstern (1977) a été développée pour décrire le changement de volume lors de la consolidation des sols pour les conditions saturées et non saturées. Deux équations aux dérivées partielles sont établies pour décrire les phénomènes transitoires qui résultent de l'application d'une charge sur un sol non saturé.

Les hypothèses utilisées pour obtenir ces équations sont assez similaires à celles adoptées par Terzaghi (1925) pour les sols saturés avec les modifications suivantes (Fredlund et al. 1979):

- la phase de l'air est continue avec  $u_a = \text{constante}$  ;
- le coefficient de changement de volume ( $m_v$ ) du sol reste constant pendant le processus de consolidation ;
- les coefficients de perméabilité pour l'air et l'eau sont fonction de l'état des contraintes ;
- l'effet de l'air diffusée à travers l'eau, l'air dissout dans l'eau et le mouvement de la vapeur d'eau sont négligeables ;
- les particules du sol et l'eau interstitielle sont incompressibles ;
- les déformations qui se produisent lors de la consolidation sont petites.

### 2.9.1 Coefficient de changement de volume dans des conditions non saturées :

L'équation de la consolidation 1D pour les sols non saturés peut être dérivée d'une façon similaire à celle des sols saturés en respectant les conditions de continuité. L'implication de plusieurs phases (sol, eau et air) dans les sols non saturés fait en sorte que le changement de volume total d'un élément est égal à la somme des variations du volume d'eau et le volume d'air dans les pores. L'équation constitutive pour la structure d'un sol non saturé sous une consolidation 1D avec un chargement de type  $K_0$  (= coefficient de pression des terres au repos) a été formulée d'après Fredlund et Rahardjo (1993) comme suit:

$$\frac{dV_v}{V_0} = m_1^s d(\sigma_v - u_a) + m_2^s d(u_a - u_w) \quad (2-40)$$

$$\frac{dV_w}{V_0} = m_1^w d(\sigma_v - u_a) + m_2^w d(u_a - u_w) \quad (2-41)$$

Les coefficients de compressibilité volumique  $m_1^s$  et  $m_1^w$  selon la contrainte normale nette  $(\sigma_v - u_a)$  sont exprimés comme suit :

$$m_1^s = \frac{d\left(\frac{V_v}{V_0}\right)}{d(\sigma_v - u_a)} = \frac{d\left(\frac{V_t - V_s}{V_0}\right)}{d(\sigma_v - u_a)} \quad (2-42)$$

$$m_1^w = \frac{d\left(\frac{V_w}{V_0}\right)}{d(\sigma_v - u_a)} \quad (2-43)$$

Les coefficients de compressibilité volumique  $m_2^s$  et  $m_2^w$  selon la succion matricielle  $(u_a - u_w)$  sont exprimés comme suit :

$$m_2^s = \frac{d\left(\frac{V_v}{V_0}\right)}{d(u_a - u_w)} \quad (2-44)$$

$$m_2^w = \frac{d\left(\frac{V_w}{V_0}\right)}{d(u_a - u_w)} \quad (2-45)$$

- $\frac{dV_v}{V_0}$  : Changement de volume d'un élément de sol par rapport au volume initial de cet élément ;
- $\frac{dV_w}{V_0}$  : changement du volume de l'eau interstitielle par rapport au volume initial d'un élément de sol ;
- $V_v$  : Volume des vides de l'élément du sol ( $L^3$ ).
- $V_w$  : Volume l'eau interstitielle de l'élément du sol.
- $V_0$  : Volume initial du sol.
- $m_1^s$  : Coefficient de compressibilité volumique du solide selon la variation de la contrainte normale nette ( $\sigma_v - u_a$ ) pour un chargement  $K_0 (L^2.M^{-1})$  ;
- $m_2^s$  : Coefficient de compressibilité volumique du solide selon la variation de la succion matricielle ( $u_a - u_w$ ) durant le chargement  $K_0 (L^2.M^{-1})$ .
- $m_1^w$  : Coefficient de compressibilité volumique de l'eau interstitielle selon la variation de la contrainte normale nette ( $\sigma_v - u_a$ ) pour un chargement  $K_0 (L^2.M^{-1})$  ; w signifie l'eau interstitielle.
- $m_2^w$  : Coefficient de compressibilité volumique de l'eau interstitielle selon une variation de la succion matricielle ( $u_a - u_w$ ) durant le chargement  $K_0 (L^2.M^{-1})$ .

La relation constitutive pour la phase d'air est obtenue par la différence entre l'équation constitutive liée à la structure de sol (équations 2-40) et celle qui représente la phase d'eau (équation 2-41):

- Équation différentielle partielle de la phase d'eau interstitielle

La relation constitutive de la phase de l'eau interstitielle définit la variation du volume d'eau interstitielle dans un élément de sol causé par un changement de la contrainte normale nette et de la succion matricielle. Cette relation s'exprime en fonction du temps afin d'obtenir une équation différentielle générale capable de décrire l'évolution des pressions d'eau interstitielle. Elle peut être écrite comme suit (Fredlund et Rahardjo, 1993, voir détails du développement mathématique en annexe 1) :

$$m_2^w \frac{\partial u_w}{\partial t} = -(m_1^w - m_2^w) \frac{\partial u_a}{\partial t} + \frac{k_w}{\rho_w g} \frac{\partial^2 u_w}{\partial y^2} + \frac{1}{\rho_w g} \frac{\partial k_w}{\partial y} \frac{\partial u_w}{\partial y} + \frac{\partial k_w}{\partial y} \quad (2-46)$$

Pour les sols saturés, les coefficients de changement de volume de l'eau  $m_1^w$  et  $m_2^w$  deviennent égaux au coefficient de changement de volume du sol  $m_v$  ( $V_w=V_v$ ). La fonction de conductivité hydraulique  $k_w$  est égal à la valeur de conductivité hydraulique saturée  $k_{sat}$ . Ce coefficient de perméabilité  $k_{sat}$  est supposé constant dans l'espace durant la consolidation ( $\frac{\partial k_w}{\partial y} = \frac{\partial k_{sat}}{\partial y} = 0$ ).

La substitution du coefficient  $m_v$  et de  $\frac{\partial k_{sat}}{\partial y} = 0$  dans l'équation (2-46) conduit vers la forme de l'équation de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi pour les sols saturés :

$$\frac{\partial u_w}{\partial t} = \frac{k_w}{m_1^w \rho_w g} \frac{\partial^2 u_w}{\partial y^2} \quad (2-47)$$

En condition sèche, avec un degré de saturation proche de 0%, la quantité de l'eau interstitielle devient minimale. Dans ces conditions, les variables d'état ont un effet négligeable sur le changement de volume de l'eau. Le coefficient de compressibilité volumique de l'eau interstitielle  $m_1^w$  et la fonction de perméabilité tendent vers 0.

Pour les sols non saturés, les pressions de l'eau et de l'air dans les pores sont générées d'une façon simultanée en réponse à un chargement verticale en condition  $K_0$  (i.e  $\sigma_h = K_0 \sigma_v$ ). L'équation (2-46) peut être réarrangée comme suit :

$$\frac{\partial u_w}{\partial t} = -C_w \frac{\partial u_a}{\partial t} + c_v^w \frac{\partial^2 u_w}{\partial y^2} + \frac{c_v^w}{k_w} \frac{\partial k_w}{\partial y} \frac{\partial u_w}{\partial y} + c_g \frac{\partial k_w}{\partial y} \quad (2-48)$$

où  $C_w$  : Constante liée à l'équation différentielle de la phase de l'eau ( $= \frac{m_1^w - m_2^w}{m_2^w}$ ) ;  $c_v^w$  : Coefficient de consolidation selon la phase de l'eau ( $= \frac{k_w}{\rho_w g m_2^w}$ ) ;  $c_g$  une constante de gravité ( $= \frac{1}{m_2^w}$ ).

Dans les cas où le terme lié à la constante de gravité ( $\frac{1}{m_2^w} \frac{\partial k_w}{\partial y}$ ) est négligé et la fonction de

perméabilité ne varie pas d'une façon significative selon la direction  $y$ , l'équation (2-46) peut être simplifiée comme suit :

$$\frac{\partial u_w}{\partial t} = -C_w \frac{\partial u_a}{\partial t} + c_v^w \frac{\partial^2 u_w}{\partial y^2} \quad (2-49)$$

Rahardjo (1990) a aussi montré que la dissipation des pressions d'air en excès est instantanée au cours de la consolidation des sols non saturés. Dans ce cas l'équation (2-48) conduit vers (2.49).

Les équations différentielles pour la phase d'air dans les pores sont montrées à l'annexe 2

## 2.9.2 Évaluation du coefficient de consolidation des sols non saturés

L'évaluation du coefficient de consolidation  $c_v$  sous des conditions saturées permet d'évaluer la vitesse de consolidation. Ce coefficient dépend de deux principaux paramètres, selon la théorie de Terzaghi : la conductivité hydraulique saturée  $k_{sat}$  et le coefficient de compressibilité volumique  $m_v$ .

Pour des conditions non saturées, il n'y a pas eu beaucoup d'investigation sur le coefficient de consolidation. On peut identifier deux principales approches :

- Approche de Rahardjo (1990)

Rahadrjo (1990) a considéré que sous des conditions non saturées, la dissipation des pressions d'air en excès est instantanée. La dissipation des pressions interstitielles suit donc celle des pressions de l'eau interstitielles. Par conséquent, le coefficient de consolidation dépend surtout de la fonction de perméabilité  $k_w$  non saturée. La formulation du coefficient de consolidation peut être écrite comme suit :

$$c_v = \frac{k_w}{m^w \gamma_w} \quad (2-50)$$

où  $c_v$  est le coefficient de consolidation (sous une pression d'eau négative);  $\gamma_w$  est le poids volumique de l'eau;  $m^w$  est le coefficient de changement de volume de l'eau interstitielle. Pour un essai de compression sous succion croissante; le coefficient  $m_1^w$  (équation 2-43) est utilisé pour le calcul de  $c_v$ , car la variation du volume d'eau dépend de la contrainte verticale nette. Pour



un essai sous succion croissante, la succion contrôle le changement de volume d'eau interstitielle. Dans ce cas, le  $c_v$  est donc calculé par le coefficient  $m_2^w$  (équation 2-45).

- Approche de Xu et Xie (2011)

Le coefficient de consolidation proposé par Xu et Xie (2011) tient compte du degré de saturation, du coefficient de changement de volume du fluide interstitiel et du coefficient de changement de volume du squelette granulaire. On peut alors écrire :

$$c_v = \frac{k_w}{[\gamma_w S_r (m_v + n * l_v)]} \quad (2-51)$$

où  $l_v$  est un coefficient de compressibilité du fluide interstitiel équivalent aux coefficients  $m_1^w$  (cas d'un essai de compression sous succion constante, équation 2-43) et  $m_2^w$  (cas d'un essai sous succion croissante, équation 2-45) dans le cas d'une dissipation instantanée de l'air des pores;  $m_v$  est un coefficient de changement de volume total du sol exprimé par le coefficient  $m_1^s$  (équation 2-42) pour des essais sous succion croissante et par le coefficient  $m_2^s$  (équation 2-44) pour des essais de compression sous succion constante;  $n$  la porosité;  $S_r$  est le degré de saturation.

### 2.9.3 Étude expérimentale de la de consolidation des sols non saturés

Rahardjo (1990) a réalisé une étude expérimentale du comportement de sols non saturés sous des conditions drainés et non drainés. Le sol étudié est un sable fin silteux inorganique (avec un indice de plasticité  $I_p = 5,6\%$ , donc peu plastique) de type ML. Des essais de compression drainés et non drainés ont été menés sous des conditions non saturées dans un cylindre à paroi rigide, tel qu'illustré à la figure 2.18 (les détails sur la démarche expérimentale sont décrits à la section 2.10). Les essais ont été menés à teneur en eau  $w$  constante (i.e. drainage de l'air seul); il y a aussi des essais non drainés (drainage de l'air et de l'eau non permis), des essais de compression drainés sous succion constante, et des essais drainés avec succion croissante. La succion matricielle a été imposée par la technique de translation des axes (i.e. avec  $u_a > u_w$ ).

En conditions non saturées, les composantes des variables d'état des contraintes sont appliquées, soit la contrainte normale nette ( $\sigma_v - u_a$ ) et la succion matricielle ( $u_a - u_w$ ). Sous des conditions de chargement  $K_0$  ( $= \sigma_h / \sigma_v$ , pour un chargement sans déformation latérale), la charge

externe additionnelle est appliquée en maintenant des conditions non drainées pour la phase d'air et la phase de l'eau. Il y a alors développement de pressions en excès pour les deux phases interstitielles. Ces surpressions interstitielles sont exprimées selon deux termes :

- Paramètre des pressions interstitielles de l'eau :

$$\bar{B}_w = \frac{du_w}{d\sigma_v} \quad (2-52)$$

- Paramètre des pressions d'air des pores :

$$\bar{B}_a = \frac{du_a}{d\sigma_v} \quad (2-53)$$

où  $du_w$  et  $du_a$  sont respectivement les variations des pressions interstitielles des phases d'eau et d'air générées sous l'incrément de chargement  $d\sigma_v$ .

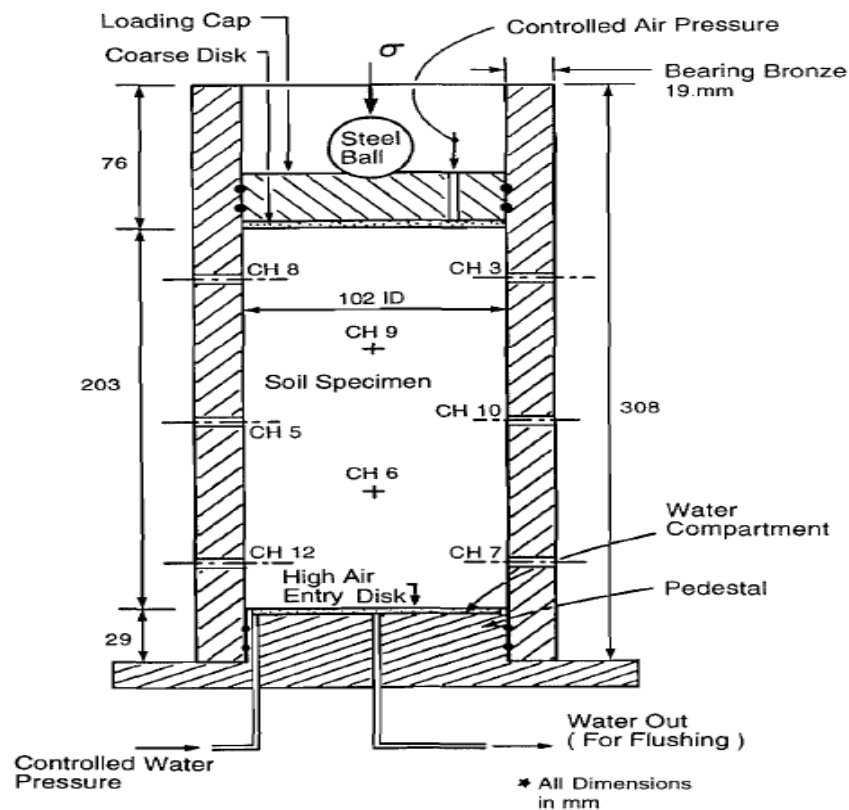


Figure 2.18 : Dispositif expérimental du cylindre (condition  $K_0$ ) instrumenté pour réaliser des essais de compression sous une succion contrôlée (adapté d'après Rahardjo 1990).

La figure 2.19 présente les paramètres  $\bar{B}_a$  et  $\bar{B}_w$  en fonction de la succion pour un essai de compression non drainé ( $S_5$ ) et des essais de compression à teneur en eau constante ( $S_1$ ,  $S_3$  et  $S_4$ ). Pour l'essai  $S_5$ , les paramètres  $\bar{B}_a$  et  $\bar{B}_w$  varient de 0,9 à 1 quand la saturation de l'éprouvette est maintenue. Pour les essais  $S_1$ ,  $S_3$  et  $S_4$ , lorsque la succion augmente, les paramètres des pressions interstitielles  $\bar{B}_a$  et  $\bar{B}_w$  diminuent. Ce comportement serait dû à un transfert de la charge axiale vers le squelette granulaire sous une succion élevée et pour  $S_r < 100\%$ . Dans des conditions non saturées, le paramètre  $\bar{B}_a$  est plus bas (avec accroissement de la succion) que le paramètre  $\bar{B}_w$ , en raison de la dissipation plus rapide (quasi-instantanée) des pressions d'air.

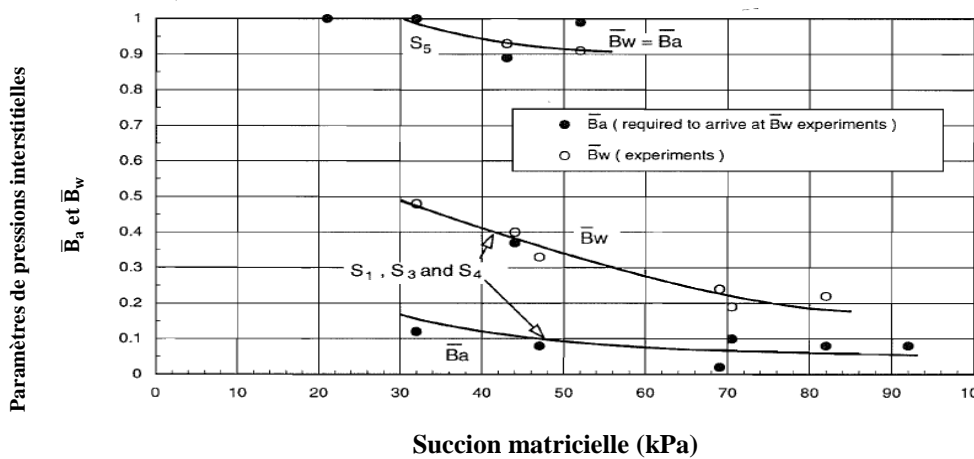


Figure 2.19: Paramètres des pressions interstitielles  $\bar{B}_a$  et  $\bar{B}_w$  en fonction de la succion matricielle (adapté Rahardjo, 1990).

Les résultats des essais de compression drainée sous succion constante ( $u_a - u_w = 27$  kPa;  $\sigma_v - u_a(\text{initiale}) = 110$  kPa et  $\sigma_v - u_a(\text{initiale}) = 136$  kPa) ont montré que la dissipation des pressions d'air des pores peut être instantanée (le temps pour les isochrones de la pression d'air n'est pas mentionné dans la thèse de Rahardjo, 1990). Ce résultat ne peut toutefois pas être généralisé dans le cas d'air occlus dans les pores qui ne permettent pas une continuité hydraulique dans le milieu. La dissipation des surpressions interstitielles de l'eau se produit avec le temps. La figure 2.20 montre les isochrones de dissipation des pressions interstitielles de l'eau et de l'air le long de l'éprouvette (longueur de 20 cm). Le côté droit de la figure 2.20 montre une dissipation (quasi) instantanée des pressions d'air. Le côté gauche montre une dissipation progressive des pressions interstitielles en excès. La vitesse de dissipation est plus prononcée à la base de l'éprouvette, et il diminue progressivement vers le haut de l'éprouvette.

Pour l'essai de compression drainée (sous succion constante) le ratio entre le volume de l'eau interstitielle et le volume total de l'éprouvette est quasi-constant. L'augmentation de la succion matricielle influence directement le changement de volume de l'eau interstitielle, mais cela à moins d'effet sur l'indice des vides. Durant un essai de compression drainée sous une succion contrôlée, la contrainte normale nette peut influencer la vitesse de dissipation des pressions interstitielles.

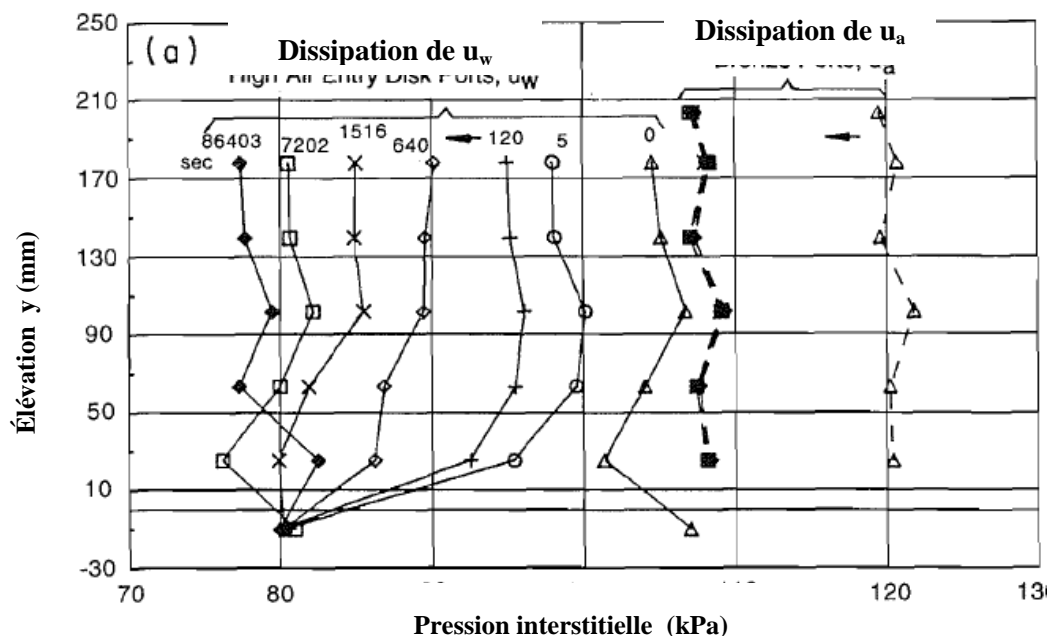


Figure 2.20: Isochrones de dissipation des pressions interstitielles de l'air et de l'eau durant un essai de compression drainé sous succion constante (adapté de Rahardjo, 1990).

La figure 2.21 présente les valeurs de  $c_v$  obtenues lors des essais de compression sous succion constante et les essais sous succion croissante. La valeur de  $c_v$  diminue avec une augmentation de la succion pour les deux types d'essais menés. Pour l'essai de compression sous succion constante, le  $c_v$  va de  $2,7 \cdot 10^{-07}$  à  $2 \cdot 10^{-06} \text{ m}^2/\text{s}$  dans intervalle de succion 20 à 60 kPa. Pour l'essai sous succion croissante, le  $c_v$  varie de  $4,2 \cdot 10^{-08}$  à  $7,4 \cdot 10^{-07} \text{ m}^2/\text{s}$  pour une succion de 20 à 60 kPa. Les valeurs de  $c_v$  obtenues des essais de compression sous succion constante sont donc plus élevées que celles des essais sous succion croissante pour la même succion (20-60 kPa). Le chargement externe sous succion constante influencerait plus la valeur de  $c_v$  que l'accroissement de la succion.

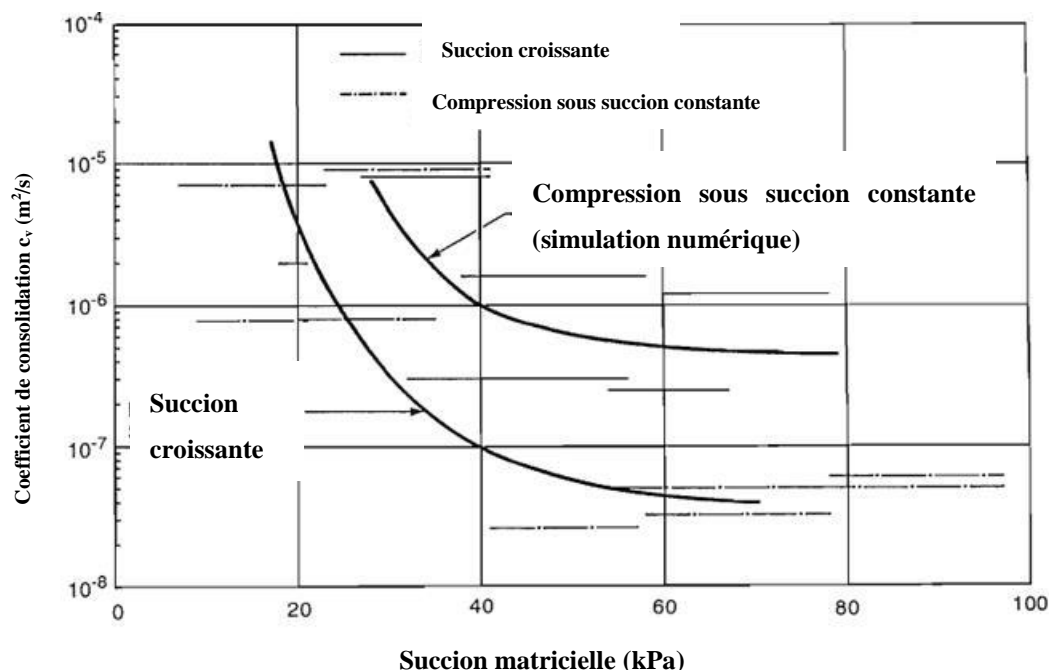


Figure 2.21: Coefficient de consolidation  $c_v$  obtenu à partir des essais S3 et S4 de compression drainée sous suction constante et des essais sous une suction croissante; la figure montre aussi une simulation numérique avec le code COMSOL (tiré de Rahardjo, 1990)

Rahardjo (1990) a aussi présenté des valeurs des coefficients de compressibilité volumique  $m_1^s$  (équation 2-42) et  $m_1^w$  (équation 2-43) pour des essais de compression sous suction constante (figure 2.22 a) et les coefficients  $m_2^s$  (équation 2-44) et  $m_2^w$  (équation 2-45) pour des essais sous suction croissante (SC), des essais en cellule tempe et des essais de retrait libre (figure 2.22 b).

Les conditions de ces essais sont présentées en détail à l'annexe 3. Les valeurs du coefficient  $m_1^s$  varient de  $5,65 \cdot 10^{-5}$  à  $1,18 \cdot 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$  et  $m_1^w$  de  $8,75 \cdot 10^{-5}$  à  $1,57 \cdot 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$  pour les essais de compression sous suction constante. Pour les essais sous une suction croissante (incluant les essais SC, en cellule tempe et de retrait), les valeurs de  $m_2^w = 3,10 \cdot 10^{-4}$  à  $2,8 \cdot 10^{-3} \text{ kPa}^{-1}$ , alors que les valeurs de  $m_2^s$  varient de  $2,3 \cdot 10^{-5}$  à  $4,8 \cdot 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$  (pour un matériau de type ML sable silteux fin). Ces résultats indiquent que les valeurs du coefficient  $m_2^w$  ont été obtenues des essais sous suction croissante sont plus élevées que les valeurs du coefficient  $m_1^w$  obtenues des essais de compression sous suction constante. (Rahardjo, 1990). La différence entre les valeurs  $m_2^w$  et  $m_1^w$  pour les deux types d'essais expliquerait aussi les valeurs de  $c_v$  plus élevées (avec une dissipation plus rapide) pour les essais de compression sous suction constante que sous suction

croissante. Les valeurs des coefficients  $m_2^s$  et  $m_1^s$  sont toutefois du même ordre pour les essais de compression sous succion croissante et l'essai sous succion croissante.

## 2.9.4 Surfaces constitutives :

Des surfaces constitutives du comportement des sols non saturés ont été définies par Fredlund et Rahardjo (1993) à partir des relations entre les variables d'état des contraintes (i.e la contrainte normale nette,  $\sigma_v - u_a$  et la succion matricielle,  $u_a - u_w$ ) et les déformations ( $e$ ,  $w$ ). La première surface est liée au changement de volume total selon l'indice des vides ( $e$ ) ; la deuxième surface décrit la quantité de l'eau contenue dans le sol selon la teneur en eau gravimétrique ( $w$ ).

- La surface constitutive basée sur l'indice des vides  $e$  :

La surface constitutive basée sur l'indice des vides (figures 2.23a et 2.23b) permet de définir quatre coefficients de compressibilité;  $a_t$  et  $a_{ts}$  représentent les coefficients de compression et de gonflement respectivement selon la variation de la contrainte normale nette (pour des conditions de chargement  $K_0$ ), et les coefficients  $a_m$  et  $a_{ms}$  sont des coefficients de compression et de gonflement respectivement selon la variation de la succion matricielle.

Ils sont définis comme suit (Fredlund et Rahardjo, 1993) :

$$a_t \text{ ou } a_{ts} = \frac{\partial e}{\partial(\sigma - u_a)} \quad (2-54)$$

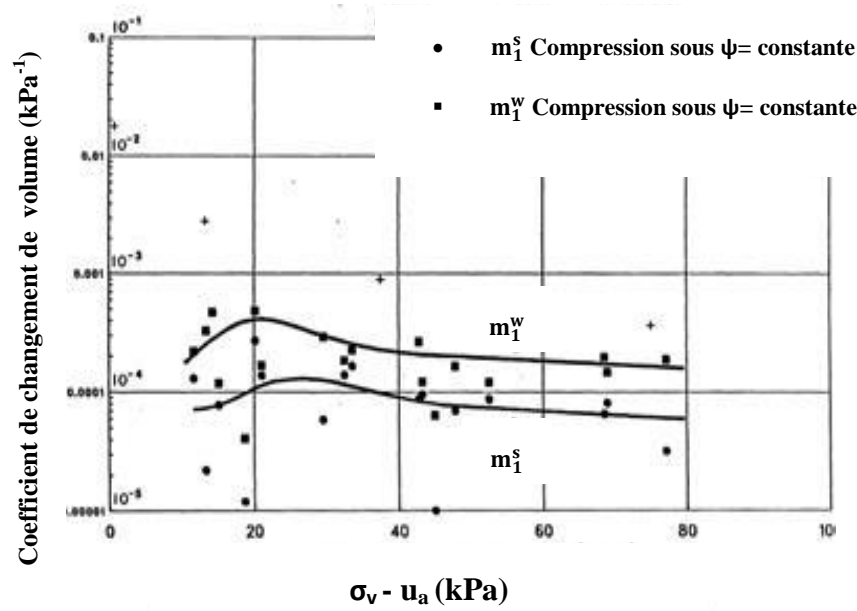
$$a_m \text{ ou } a_{ms} = \frac{\partial e}{\partial(u_a - u_w)} \quad (2-55)$$

Les indices de compression  $C_{ts}$ ,  $C_t$ ,  $C_{ms}$  et  $C_m$ , définis sur les graphiques avec une échelle semi-logarithmique (figures 2.23a et 2.23b) représentent l'équivalent des coefficients  $a_{ts}$ ,  $a_t$ ,  $a_{ms}$ , et  $a_m$  en échelle arithmétique (respectivement) (Fredlund et Rahardjo, 1993):

$$C_t \text{ ou } C_{ts} = \frac{\partial e}{\partial \log(\sigma_v - u_a)} \quad (2-56)$$

$$C_m \text{ ou } C_{ms} = \frac{\partial e}{\partial \log(u_a - u_w)} \quad (2-57)$$

a)



b)

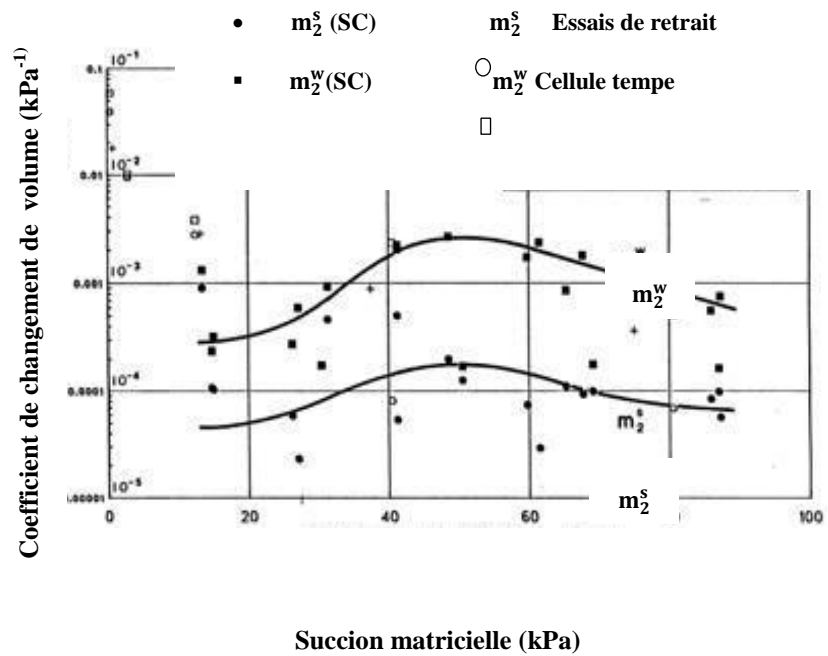


Figure 2.22: Comparaison des valeurs des coefficients de changement de volume  $m_1^s$  et  $m_1^w$  pour les essais de compression sous succion constante (a);  $m_2^s$  et  $m_2^w$  pour les essais sous succion croissante (SC),  $m_2^w$  l'essai en cellule tempe et  $m_2^s$  l'essai de retrait libre (b): (tiré de Rahardjo 1990).

Les indices  $C_t$  et  $C_m$  pourraient aussi être exprimés en termes des coefficients  $a_t$  et  $a_m$  (Fredlund et Rahardjo, 1993).

La figure 2.23 présente aussi les surfaces constitutives selon l'indice des vides et la teneur en eau à partir d'une projection en deux dimensions (des différentes surfaces) en fonction du  $\log(\sigma_v - u_a)$  et  $\log(u_a - u_w)$ . On distingue deux courbes exprimées selon l'indice des vides (figures 2.23a et 2.23b):

- une courbe de compressibilité œdométrique (1) pour l'indice des vides versus la contrainte normale nette (non saturé) ou la contrainte effective (saturé). L'indice de compression est indiqué par  $C_t$ .
- une courbe de retrait volumique (2) pour la variation de l'indice des vides versus la succion matricielle, issue des essais de retrait volumique. L'indice de compression selon le retrait est indiqué par  $C_m$ .
- La surface constitutive basée sur la teneur en eau :

Il y a une relation bien connue entre l'indice des vides ( $e$ ) et la teneur en eau gravimétrique ( $w$ ), qui implique aussi la densité relative des grains  $D_r$  et le degré de saturation; cette relation s'écrit (McCarthy, 2007) :

$$S_r e = D_r w \quad (2-58)$$

La surface constitutive peut être exprimée selon cette relation, à partir de la variation de la teneur en eau  $w$ . On peut alors obtenir quatre coefficients de changement de la phase d'eau,  $b_t$ ,  $b_{ts}$ ,  $b_m$  et  $b_{ms}$ . Les coefficients  $b_t$  et  $b_{ts}$  représentent respectivement, le coefficient de changement de la teneur eau et le coefficient de rebondissement selon la variation de la contrainte normale nette. Les paramètres  $b_m$  et  $b_{ms}$  sont respectivement le coefficient de changement de la teneur en eau et le coefficient de rebondissement selon une variation de la succion matricielle.

$$b_t \text{ ou } b_{ts} = \frac{\partial w}{\partial(\sigma - u_a)} \quad (2-59)$$

$$b_m \text{ ou } b_{ms} = \frac{\partial w}{\partial(u_a - u_w)} \quad (2-60)$$



- Les indices de compression  $D_t$ ,  $D_{ts}$ ,  $D_m$  et  $D_{ms}$ , obtenus dans un espace avec une échelle semilogarithmique, sont respectivement les équivalents des coefficients  $b_t$ ,  $b_{ts}$ ,  $b_m$  et  $b_{ms}$  (en échelle arithmétique). Les coefficients  $D_t$  et  $D_{tm}$  sont définis (Fredlund et Rahardjo, 1993):

$$D_t = \frac{\partial w}{\partial \log(\sigma_v - u_a)} \quad (2-61)$$

$$D_m = \frac{\partial e}{\partial \log(u_a - u_w)} \quad (2-62)$$

La surface constitutive pour la teneur en eau peut être représentée par deux courbes (figures 2.23 c et d). Dans ce cas, la courbe 3 présente la teneur en eau versus la contrainte normale nette (non saturé) ou versus la contrainte effective (état saturé). Cette courbe pourrait être superposée avec la courbe 1 selon l'équation (2-58). Pour  $S_r = 100\%$ , l'indice de compression  $D_t$  égale au rapport  $C_t/G_s$ . La courbe 4 représente la courbe de rétention d'eau, obtenue par des essais en cellule de pression ou en cellule Tempe.

## 2.10 Techniques expérimentales pour étudier la consolidation unidimensionnelle des sols saturés et non saturés

L'étude du comportement de la consolidation des sols saturés et non saturés a été menée à l'aide de plusieurs techniques expérimentales. Dans des conditions saturées, les essais œdométriques et les essais en colonne instrumentée sont souvent utilisés pour évaluer la compressibilité des sols et la vitesse de dissipation des surpressions interstitielles. Dans des conditions non saturées, l'introduction de la notion des variables d'état des contraintes postulées par Fredlund et Morgenstern (1977) a permis d'intégrer la technique de translation des axes.

Des oedomètres modifiés ont été développés de façon à pouvoir appliquer une contrainte normale nette ( $\sigma_v - u_a$ ) et une succion matricielle ( $u_a - u_w$ ). Rahardjo (1990) a aussi mené des essais de compression sur des sols non saturés en cylindre rigide, comme on l'a vu plus haut.

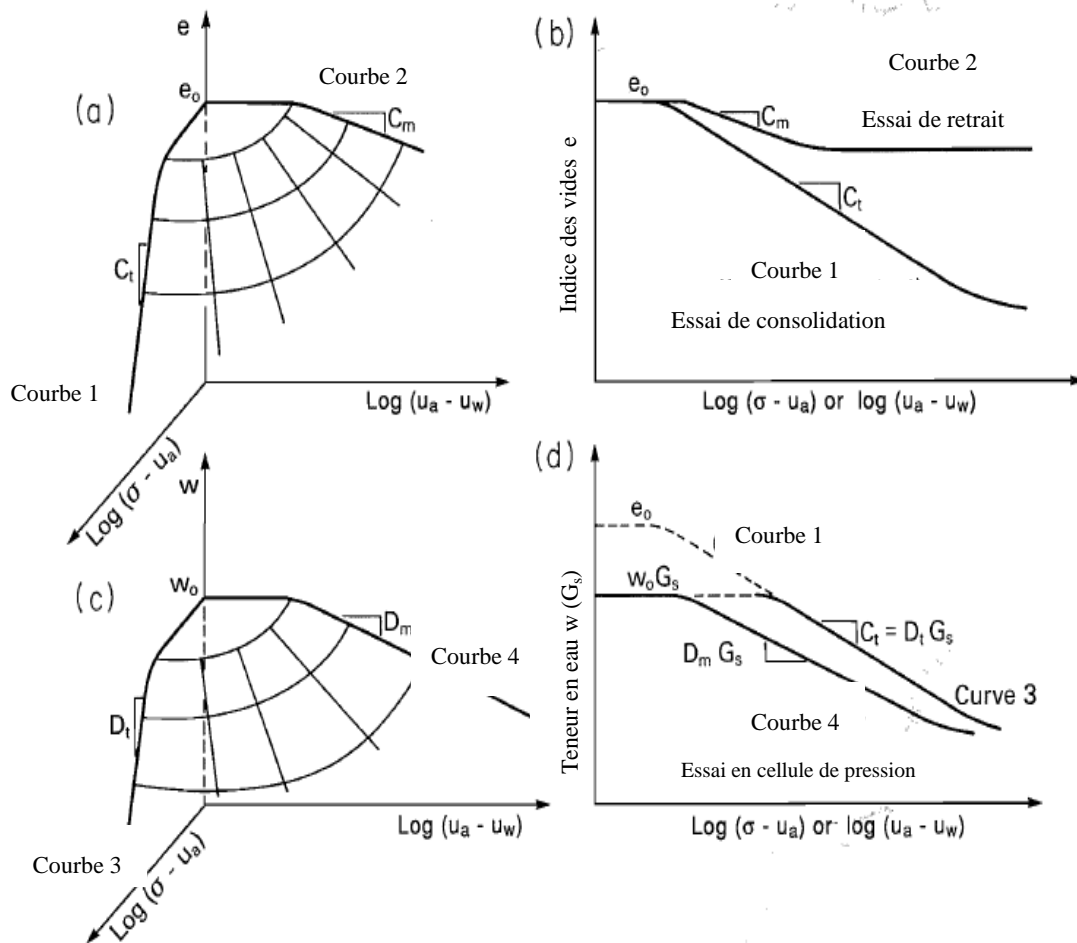


Figure 2.23: relation entre l'indice des vides et la teneur en eau pour les sols non saturés ;a) relation de l'indice des vides; b) projection des courbes de la surface constitutive de l'indice des vides en fonction de  $\log(\sigma_v - u_a)$  et  $\log(u_a - u_w)$ ; c) relation de la teneur en eau; d) projection des courbes de la surface constitutive de la teneur en eau versus  $\log(\sigma_v - u_a)$  et  $\log(u_a - u_w)$ . (adapté de Fredlund et Rahardjo, 1993).

- Essais œdométriques

Les essais œdométriques conventionnels sont les plus communs pour étudier la compressibilité des sols fins et la vitesse de consolidation en condition  $K_0$  (sans déformation latérale). Un oedomètre est un appareil qui permet de charger verticalement une éprouvette de sol saturé, confinée dans un anneau lisse et indéformable. Certains de ces appareils permettent de mesurer les pressions interstitielles à la base, la conductivité hydraulique saturée à charges variables, la

vitesse de déformation, et même de contrôler le mode de chargement. La figure 2.24 montre les composantes principales d'une cellule oedométrique (plus de détails sont fournis dans la thèse de Duhaime, 2012). Les essais œdométriques peuvent être menés de diverses façons incluant des essais par palier (ASTM 2435) ou à vitesse de déformation constante (Mieussens et al.1985). Il existe d'autres modes de chargement peu utilisés, comme le chargement sous gradient hydraulique contrôlé (Kabbaj et al. 1986; Pedroni, 2011) et les essais de fluage (Mitchell et Soga, 2005).

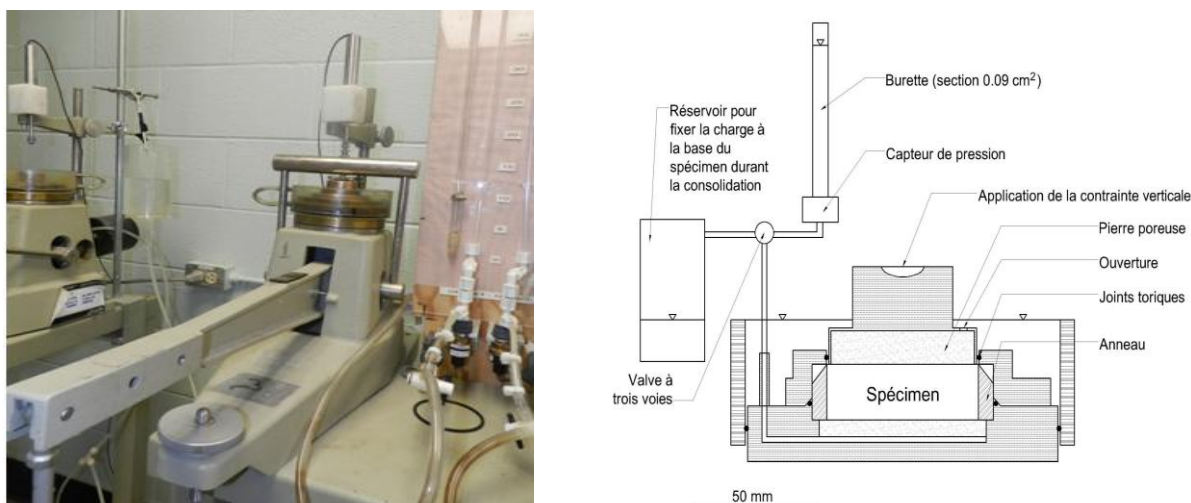


Figure 2.24 : Schéma descriptif d'une cellule oedométrique ouverte avec une photo de l'appareil de type T302. (Laboratoire d'hydrogéologie et environnement minier de l'École Polytechnique de Montréal, adapté de Duhaime, 2012).

- Essais œdométriques modifiés

Les appareils œdométriques ont été modifiés (Fredlund et Rahardjo, 1993) de façon à contrôler la pression d'air dans les pores, la pression d'eau interstitielle. On peut aussi mesurer le volume total et le volume d'eau expulsé durant l'essai. La succion est imposée par la technique des translations des axes (Hilf, 1956) (i.e augmentation de  $u_a$  avec  $u_w =$  constante). L'appareil est muni d'un couvercle supérieur qui permet l'application de la pression d'air, l'injection de l'eau (à travers des aiguilles hypodermiques), et un du chargement axial, un disque en céramique à

pression d'entrée d'air élevée, un disque en céramique à faible pression d'entrée d'air. La partie inférieure de la cellule est munie d'un colimaçon qui permet à la fois l'évacuation des bulles d'air diffusées à travers le disque en céramique, et le contrôle de la pression d'eau à la base (plus de détails sont fournis à Fredlund et Rahardjo, 1993 et 2012).

Essais de compression en colonne instrumentée :

Il est difficile de réaliser des essais oedométriques sur des résidus miniers lâches, car la dissipation des surpressions interstitielles est souvent trop rapide (L.Bolduc 2012). Pour cette raison, les essais en colonnes instrumentées ont été adaptés pour étudier la consolidation; sous le poids propre durant laquelle le chargement se fait selon un remplissage progressif (Dromer 2004, Pedroni 2011), au lieu d'une consolidation sous des conditions de chargement externe, appliqué par un effet de bras de levier (L.Bolduc 2012). Dromer (2004) a développé un dispositif expérimental en colonne instrumentée qui permet l'étude de la consolidation de la boue de traitement sous le poids propre (plus de détails sont fournis dans le mémoire de Dromer, 2004)

- Essais de chargement en condition  $K_0$  sous succion contrôlée (Rahardjo 1990):

Rahardjo (1990) a mené des essais de compression sous des conditions non saturées de diverses façons. La succion a été contrôlée par la technique de translation des axes. Un cylindre rigide en bronze a été conçu et construit pour ce programme d'essai (figure 2.18). Ce cylindre permet de faire un essai de consolidation sur une éprouvette d'un diamètre de 10,2 cm et une hauteur de 20 cm. Rahardjo (1990) a rapporté que ces dimensions ont pour objet de minimiser une mobilisation de la friction au niveau de la paroi interne du cylindre et le suivi de la distribution et la dissipation des surpressions interstitielles de l'eau et de l'air générées sous un chargement externe le long de l'éprouvette. L'éprouvette est placée entre deux disques poreux; un disque en céramique à pression d'entrée d'air élevée situé en bas du cylindre, et un disque en bronze à faible pression d'entrée d'air installé au-dessus. La pression d'air des pores a été contrôlée par le disque à faible pression d'entrée d'air, tandis que les pressions d'eau interstitielles ont été contrôlées par le disque en céramique à pression d'entrée d'air élevée. Des capteurs de pression d'air et des capteurs de pression d'eau interstitielle ont été installés le long du cylindre.

Le chargement axial a été appliqué par le couvercle muni d'une cellule de force et d'une entrée de pression d'air. Le changement de volume total et de la variation de volume de l'eau ont été mesurés. Le changement de volume de l'air a été déduit à partir de la différence entre ces deux

volumes mesurés (i.e le volume total et le volume d'eau). La variation totale du volume de l'éprouvette a été obtenue en mesurant les déplacements verticaux de l'éprouvette par un capteur de déplacement linéaire. Le changement de volume de l'eau a été mesuré en utilisant une double burette conventionnelle reliée directement au compartiment d'eau dans le socle. Ce dernier est muni d'un système d'évacuation des bulles d'air constitué de deux sorties; une sortie qui permet de contrôler la pression d'eau interstitielle à la base, et une autre sortie conçue pour extraire les bulles d'air ayant migrées par diffusion à travers le disque en céramique. Les essais développés et utilisés dans ce projet pour étudier le comportement des résidus saturés et non saturés sont inspirés, en partie, de l'étude expérimentale de Rahardjo (1990) et des travaux de Pedroni (2011) et de L. Bolduc (2012).

## **CHAPITRE 3 MÉTHODOLOGIE ET INSTRUMENTATION**

Ce chapitre porte sur une description relativement détaillée des protocoles expérimentaux ainsi que des équipements et des procédures utilisés pour chaque type d'essai; on présente aussi les techniques de mesure utilisées sous des conditions saturées et non saturées.

### **3.1 Essais de compression des résidus saturés**

#### **3.1.1 Dispositif et méthodologie préliminaire**

Dans le cadre d'une étude expérimentale pour évaluer les principaux paramètres de consolidation des résidus miniers, un dispositif expérimental préliminaire a été développé et utilisé par L.Bolduc (2012). Ce dispositif permet d'appliquer des charges axiales de compression relativement élevées par un effet de bras de levier. Les essais menés dans des colonnes permettent la mesure des pressions interstitielles générées à divers endroits le long de la colonne. Ce montage s'inspirait de celui développé par Dromer (2004) et modifié par Pedroni (2011) pour étudier la consolidation de boues de traitement des eaux acides.

Le projet de recherche décrit dans ce mémoire porte sur une étude expérimentale visant à évaluer le comportement de résidus miniers saturés et non saturés, provenant de la mine Canadian Malartic, CM (anciennement Osisko) située à Malartic, au Québec, soumis à des essais de compression en colonne instrumentée; on cherche alors à évaluer divers paramètres communément associés à la consolidation de ces résidus. Des protocoles expérimentaux ont été développés ici pour étudier la compressibilité, en prenant comme point de départ la procédure utilisée par L.Bolduc (2012).

##### **3.1.1.1 Essais préliminaires de compression en colonne instrumentée sur résidus saturés**

###### **a) Description du dispositif expérimental :**

L.Bolduc (2012) a réalisé six essais de compression sur des résidus miniers saturés en colonne instrumentée. Les composantes (numérotées) de ce montage montré à la figure 3.1 sont définies comme suit :

i) -Cylindre : Ce cylindre d'acrylique de 10 cm de diamètre intérieur et de 50 cm de hauteur est utilisé pour confiner les résidus et bloquer la déformation latérale. Le cylindre est renforcé avec des collets métalliques pour pouvoir supporter les charges élevées. La base du cylindre est formée

d'une plaque de polyéthylène imperméable pour s'assurer que le drainage ne s'effectue que du côté supérieur.

ii) Piston et plaque : une plaque de plastique perforée ayant un diamètre similaire à celui de la colonne est déposée sur les résidus. Un géotextile est déposé sous la plaque pour empêcher la remontée de résidus dans la colonne, et qui permet également le drainage de l'eau interstitielle expulsée. Un cylindre de plastique plein est appuyé au centre de la plaque couvrant les résidus de manière à ce que la surcharge soit transférée sur l'ensemble de la surface des résidus. Il y a un espace entre les parois du cylindre et les parois internes de la colonne permettant la remontée de l'eau à la surface. Le poids du cylindre plein crée le premier palier de chargement ( $\sigma_v \approx 3 \text{ kPa}$ ).

iii) Cadre métallique et plateau : Le cadre métallique est appuyé sur le cylindre qui répartit la contrainte appliquée sur les résidus. Le cadre, solidement fixé dans le mur de béton, est relié à un plateau sur lequel des plaques de chargement peuvent être appliquées. Les plaques sont déposées sur le plateau de manière à créer une surcharge sur le résidu.

La distance entre le cylindre et le plateau permet de créer un effet de levier de 4,33 :1. Ceci permet d'atteindre des paliers de chargement plus élevés par rapport à l'application directe d'une charge verticale.

iv) Capteur de déplacement : Un comparateur analogique a été installé sur le cylindre plein afin de mesurer les déplacements qui se produisent durant l'essai. Les lectures sont prises manuellement. Le détecteur repose sur le cadre métallique.

vi)-Capteur de pression : Un capteur de pression de type Omega 50 a été installé à la base de la colonne pour mesurer les pressions interstitielles. Ce capteur a été relié à un multimètre et une batterie. Le capteur a été calibré sur un voltage d'excitation de 7 volts.

#### **b) Procédure d'essai:**

La première étape de l'essai consiste en une préparation de l'éprouvette des résidus miniers. Une quantité des résidus a été immergée sous l'eau désaérée dans une chaudière pendant plusieurs jours. Cette technique permet d'obtenir un échantillon à l'état lâche initialement saturé (ou presque). La teneur en eau est mesurée par le prélèvement d'un petit échantillon de la chaudière.

Par la suite, l'échantillon récupéré est versé dans la colonne jusqu'à une hauteur entre 15 cm à 20 cm. Après quelques heures, l'eau remonte au-dessus de l'éprouvette suite à la consolidation sous le poids propre. Les propriétés physiques (masse humide, hauteur de l'échantillon et masse d'eau remontée) de l'échantillon sont mesurées avant d'appliquer le chargement.



Figure 3.1: Montage utilisé pour les essais de compression en colonne instrumentée (tirée de Bolduc, 2012); les composantes sont identifiés dans le texte.

Les déplacements et les pressions interstitielles sont mesurés dès l'application du premier palier de chargement (cylindre blanc). Le passage d'un palier de chargement à un autre se fait après dissipation totale des pressions en excès. L'incrément de charge (contrainte) appliqué varie entre 3 kPa et 400 kPa. À la fin de l'essai, la colonne est démontée; la masse et la hauteur de l'échantillon sont mesurées. Les paramètres de compressibilité ( $a_v$ ,  $C_c$  et  $m_v$ ) sont déterminés à partir des mesures (i.e.  $e$  versus  $\sigma'_v$ ), alors que le coefficient de consolidation,  $c_v$ , a été obtenu par les méthodes conventionnelles de Casagrande et Taylor (voir équations 2-12 et 2-13 tirées de



Holtz et Kovacs, 1991). La réponse des éprouvettes lors du déchargement n'a pas été mesurée lors de ces essais. Plus de détails sur le déroulement de ces essais sont présentés dans L.Bolduc (2012). Certains des résultats seront présentés plus loin.

### **3.1.2 Modifications du protocole expérimental pour les essais sur les résidus saturés**

Suite à deux essais préliminaires de compression en colonne instrumentée sur les résidus miniers Canadien Malartic, il a été décidé d'apporter les modifications suivantes:

- Saturation de l'échantillon à l'état lâche dans une colonne de saturation sous vide afin d'expulser les bulles d'air occluses (voir détails dans Poncelet, 2012).
- Cadre de métal refait avec une barre en aluminium plus rigide afin d'éviter le risque de flexion lors de l'application des paliers de chargements. Cette barre a été recouverte à l'avant par un protecteur afin de sécuriser le déroulement de l'essai;
- Assurer des conditions parfaitement non drainées à la base de la colonne par l'utilisation d'une géomembrane ;
- Utilisation d'un géotextile d'épaisseur mince au lieu d'un géotextile épais pour éviter les tassements supplémentaires affectant ce matériau lors d'un chargement vertical ;
- Ajout d'un support en aluminium pour le capteur de déplacement linéaire (LVDT- T50) afin de suivre les déformations dès l'application du premier incrément de chargement ;
- Utilisation d'une cellule de charge M43 (0-2000 livres, précision :  $\pm 0,1\%$ ) de «Honeywell» afin de contrôler le transfert de la charge verticale (par l'effet de bras levier) vers la surface de l'échantillon. Un enregistreur et indicateur de charge modèle P3 de « Vishay» permet une lecture directe de la contrainte verticale appliquée ;
- Utilisation d'un connecteur rapide pour garder la charge hydraulique constante au-dessus de l'échantillon (au lieu de laisser le niveau d'eau augmenter dans la colonne). Cette technique permet de récupérer la quantité d'eau drainée (dans un bécher) après l'application de chaque palier de chargement.
- Utilisation d'une cellule de Mariotte au cours des paliers de déchargement afin de garder la charge hydraulique constante; ceci permet aussi de mesurer l'indice de rebondissement (au déchargement) sous des conditions saturées;

- Réajustement du branchement électrique de système d'acquisition LabVIEW 7.1 de « National instruments».
- Utilisation de huit tensiomètres : quatre de type PX243-15BG (+/- 15 Psi) et quatre de type PX243-15BG (+/-5Psi) de « Omega» placés sur toute la longueur de la colonne pour mesurer les pressions interstitielles.

La figure 3.2 montre le montage expérimental modifié, tel qu'il a été installé au laboratoire de l'Institut de recherche en mines et environnement (IRME) à l'École Polytechnique.

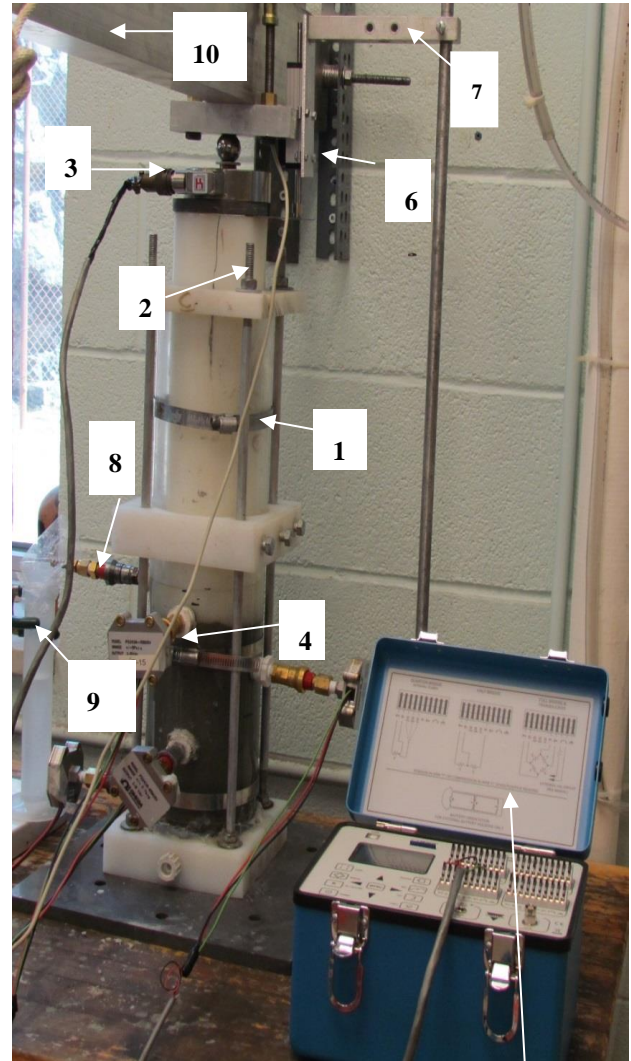
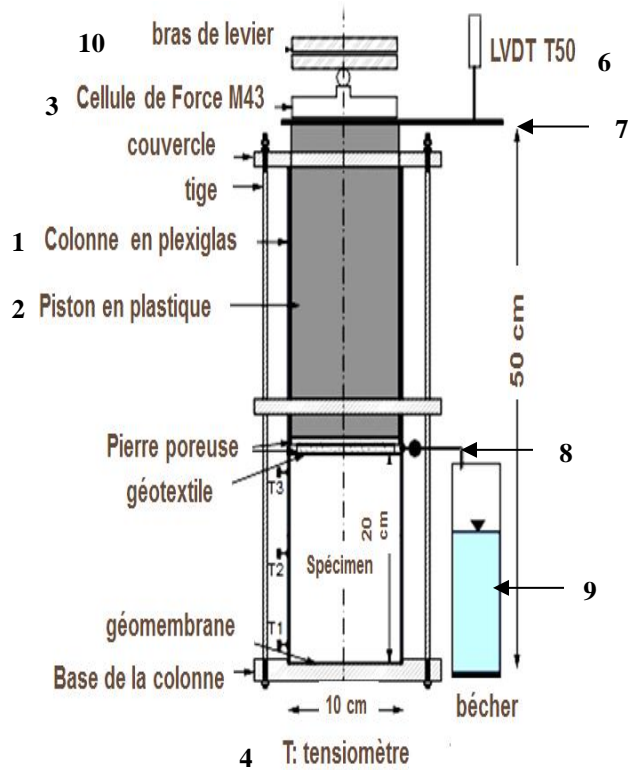
### 3.1.3 Instrumentation

La colonne utilisée pour les essais de compression a fait objet d'une instrumentation avec un ensemble d'équipements pour mesurer la compressibilité et la dissipation des surpressions interstitielles, tel que décrit ici. Les techniques d'installation et de calibration sont également détaillées.

- **Capteur de déplacement :**

Les mesures des déplacements verticaux sont mesurées avec un LVDT de type T50 fabriqué par Novotechnic et fourni par Hoskin scientifique. Ce capteur permet de mesurer les déplacements qui se produisent lors d'un chargement ou déchargement de l'échantillon. L'intervalle de mesure du déplacement va de 0 à 50 mm avec un degré de précision de +/- 0,1%. Le voltage d'excitation utilisé est de 6,5 volts. Deux câbles de connexion (brun et orange) sont branchés au générateur de voltage, l'autre câble (rouge) est lié directement à la carte d'acquisition des données. La figure 3.3 montre les composantes associées au LVDT-T50 (Novotechnic), ainsi que le mode de fixation sur un support vertical au-dessus du cylindre.

La procédure de calibration du capteur de déplacement est appliquée pour déterminer la relation linéaire entre les valeurs du voltage à la sortie et les déplacements qui se produisent lors des essais. Cette relation est exprimée par une équation linéaire permettant de convertir les lectures du capteur de déplacement en unités de déplacement (mm, cm). On a procédé à la calibration du capteur LVDT T50 selon la norme ASTM-D6027 (1996) par la méthode A. Il s'agit d'utiliser des plaquettes métalliques d'épaisseurs connues lors de la calibration. Les voltages de sortie pour chaque mesure sont enregistrés par un logiciel d'acquisition des données, LabVIEW 7.1. Un code développé par Duhaime (2012) permet de faire la moyenne de 50 lectures chaque demi seconde. Les courbes de calibration des LVDT utilisés sont montrées aux annexes 5, 7, 9 et 11.



**5 : enregistreur  
et indicateur des  
charges**

Figure 3.2 : Dispositif expérimental utilisé pour les essais de compression en colonne instrumentée sous des conditions saturées; les composantes sont identifiées dans le texte.

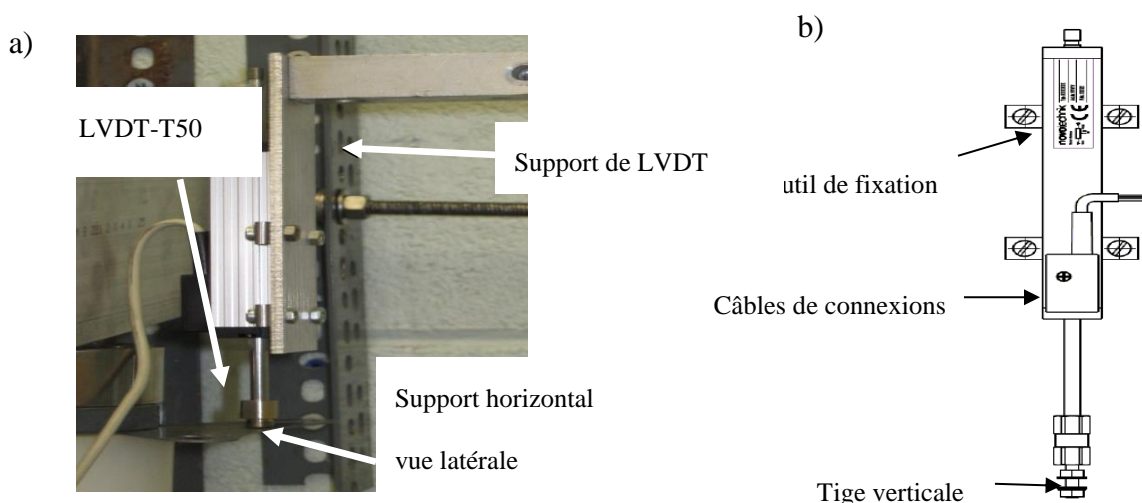


Figure 3.3 : Photo de la fixation du LVDT T50 (a) avec un schéma descriptif (b).

#### • Capteurs des pressions interstitielles

La mesure des pressions interstitielles a nécessité l'utilisation des capteurs de pression. La sélection des capteurs s'est faite en fonction du type de mesures à effectuer (pressions d'eau positive ou négative) et des valeurs des pressions d'eau extrêmes à mesurer. Les deux protocoles expérimentaux des essais saturés et non saturés requièrent une mesure des pressions d'eau interstitielles positives et négative. On a choisi des tensiomètres bidirectionnels de type Omega, avec quatre capteurs de la série PX243-15BG ( $\pm 15$  psi, ou  $\pm 103,4$  kPa) et quatre capteurs de la série PX243-5BG ( $\pm 5$  psi, ou  $\pm 34,47$  kPa). Durant les essais préliminaires 1 et 2, on a utilisé les capteurs PX243-50BG (0-50 psi).

Ces tensiomètres sont capables de faire une mesure des pressions d'eau positives ou négatives produisant un voltage de sortie. Les tensiomètres Omega sont excités et calibrés sous une tension d'entrée de  $8,00 \text{ V} \pm 0,01 \text{ V}$ ; les valeurs mesurées sont présentées avec une incertitude de  $\pm 0,1\%$ .

Le branchement des tensiomètres comprend un adaptateur en laiton (B-4-RA-2, Brass Reducing adapter, 1/4 in. FNPT -1/8 in. MNPT Swagelok®) et une connexion mâle rapide (B-QC4-D-400, Brass Quick Connect Stem, 1/4 in. Tube, w/ Valve Swagelok®), tel que illustré à la figure 3.4. Les tensiomètres sont branchés à la colonne par un port connecteur.

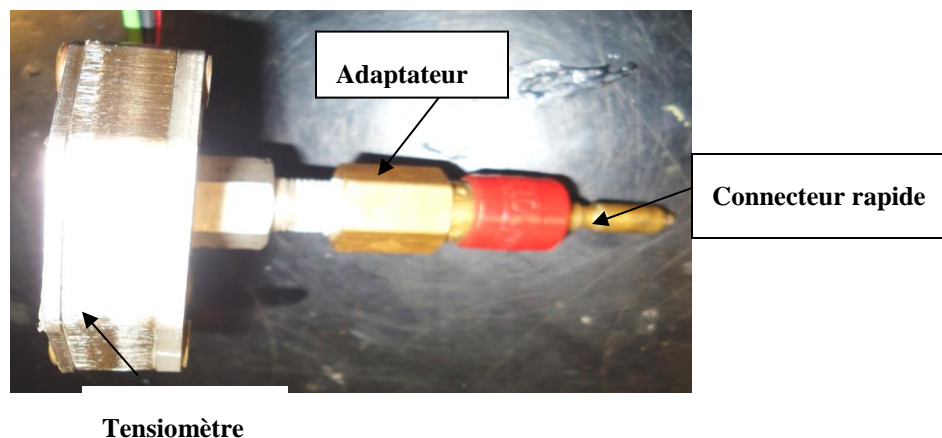


Figure 3.4 : Mode de branchement d'un tensiomètre avec un connecteur rapide

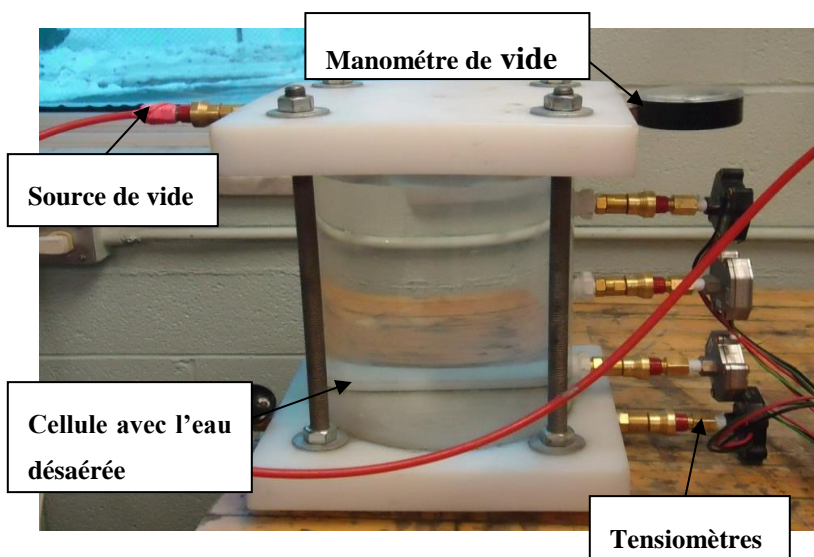


Figure 3.5 : Cellule de saturation des tensiomètres sous vide

À l'intérieur de ce port connecteur, on met un filtre en cigarette saturée pour éviter le colmatage du Quick connect et pour assurer une continuité hydraulique entre l'eau interstitielle et l'eau qui remplit le système de branchement du tensiomètre. Avant de procéder à la calibration, on branche d'abord les tensiomètres dans une cellule remplie d'eau désaérée, puis on applique un vide sur la cellule pendant 24 h, tel qu'illustré dans la figure 3.5. Cette technique permet la saturation des tensiomètres et une élimination des bulles d'air occluses à l'intérieur du système de branchement. Une saturation complète des tensiomètres permet d'obtenir des mesures précises

La procédure de calibration des tensiomètres est utilisée pour déterminer la relation linéaire entre la tension de sortie et les pressions interstitielles lors des essais de compression à l'état saturé et non saturé. Ceci permet de convertir les lectures reçues au système d'acquisition en unités de pression interstitielles (kPa). Les tensiomètres utilisés dans ces essais ont été calibrés autant en pression positive que négative avec une excitation de 8 V.

La calibration des tensiomètres est réalisée selon la procédure décrite par Pabst, (2011). En pressions positives, il faut brancher un tensiomètre à la base d'un tube rempli d'eau. Le niveau d'eau atteint est mesuré par une échelle jusqu'à une hauteur 1,8 m (1m équivalent à 9,81 kPa), ce qu'est équivalent à 17,65 kPa ( $u_w = \gamma_w * h$ , avec poids volumique de l'eau  $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$  et  $h$  (m)). La tension de sortie en voltage est enregistrée par l'application LabVIEW 7.1. On diminue le niveau d'eau pour chaque point, on note la tension à la sortie. On passe ensuite à la calibration des tensiomètres dans l'intervalle des succions, tel qu'il est illustré dans la figure 3.6.

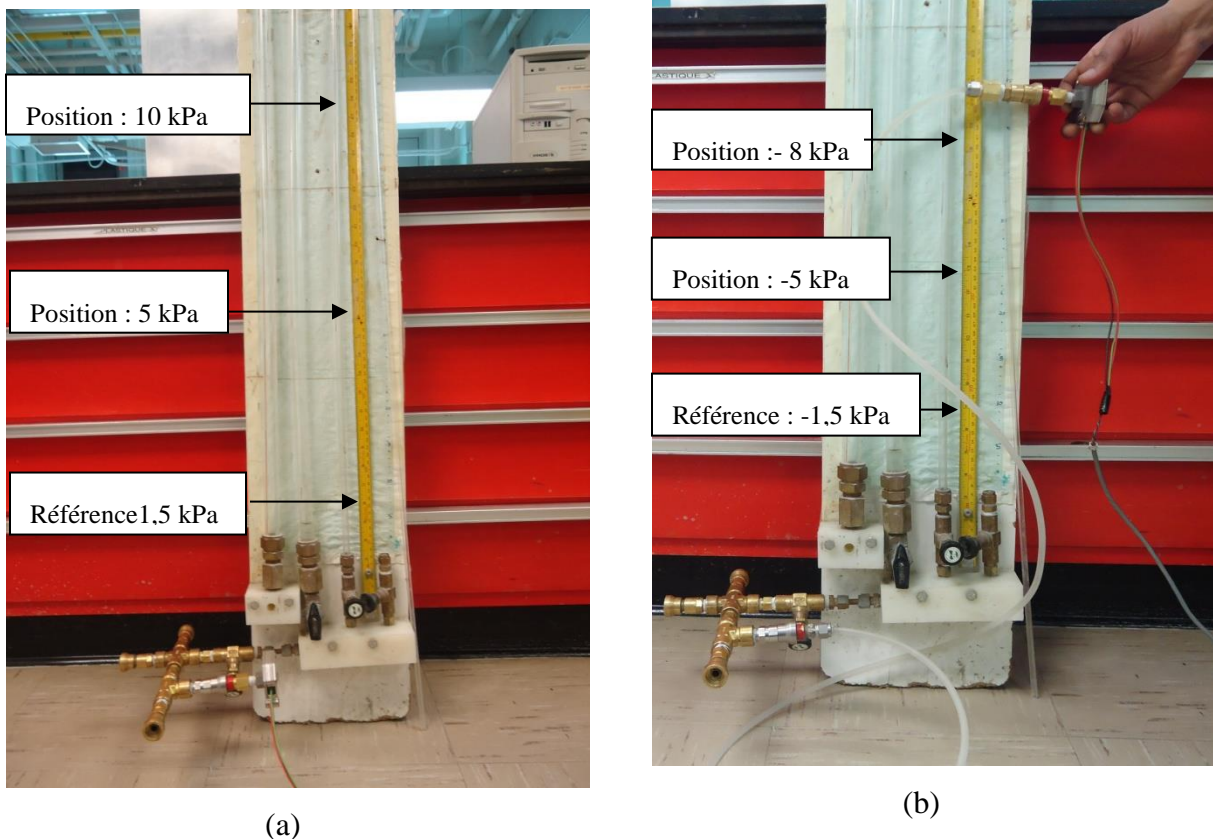


Figure 3.6 : dispositif de calibration des tensiomètres ; (a)intervalle des pressions d'eau positives;(b) intervalle des pressions d'eau négative.



Les tensiomètres mesurent aussi des pressions d'eau interstitielles négatives (par rapport à la pression atmosphérique). La calibration dans l'intervalle des succions se fait à l'aide d'un tuyau saturé en eau désaérée. La hauteur d'eau de 0,15 m est considérée comme un niveau de référence ( $u_w = \pm \gamma_w h$ ). On branche, le tensiomètre à un port connecteur. Ensuite, on déplace le tensiomètre au-dessus du niveau de référence (0,15 m) de tube dans les positions de calibration correspondant aux pressions d'eau 0,15, 0,5 et 0,81 m.

Les résultats sont interprétés selon des régressions linéaires présentées en détail dans les annexes (annexes 4, 6, 8, 10, 12, 14, 15 et 16). La saturation et la calibration des tensiomètres ont été effectuées avant chaque essai.

- **Cellule de force :**

Afin de mesurer avec précision la charge verticale appliquée au cours des essais de compression, une cellule de force «Honeywell», modèle 43 a été utilisée pour convertir la force (par exemple un poids ou une masse) appliquée en signal électrique. La cellule de force M43 «Honeywell» a été sélectionnée selon deux critères : le premier est la valeur maximale de la charge verticale à mesurer ; le second critère est le diamètre total de la cellule. Ce diamètre devait avoir une valeur proche de celle du diamètre du cylindre (100 mm), afin d'éviter les problèmes d'excentricité.

La cellule de force (ou de charge) utilisée a un diamètre total de 88,9 mm et une capacité maximale de 4,03 kN avec une précision de 0,1%. La figure 3.7 montre les composantes de la cellule de forces M43 et leur dimension géométrique. Il s'agit d'une cellule de force ronde et aplatie ( $D_1 = 88,9$  mm), munie d'un capteur ( $D_2 = 17,53$  mm) situé au centre, d'un connecteur de câbles avec un système de fixation constitué de trois trous. Lors du chargement, on applique le cadre en aluminium sur une bille sphérique au-dessus du capteur de la cellule de force pour mesurer la charge.

Un amplificateur est normalement nécessaire pour lire le signal délivré par la cellule. Pour cette raison, on a branché la cellule de charge «Honeywell» avec l'indicateur de charge P3 qui permet la conversion directe de la tension à la sortie en une valeur de la charge quantifiée en termes de masse, poids ou contrainte. La cellule de pression a été calibrée par le fabricant pour les mesures de compression ou au déchargement.

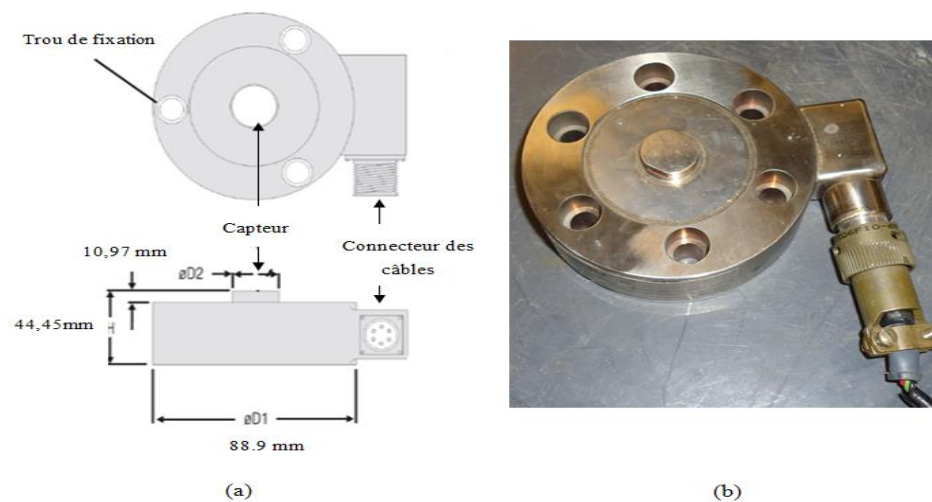


Figure 3.7 : Cellule de charge «Honeywell, 2013»; (a) Schéma descriptif des composantes de la cellule; (b) Photo illustrative de la cellule M43.

- Logiciel d'acquisition des données

L'enregistrement automatique des données a été effectué à l'aide du logiciel LabVIEW (7.1) « National Instruments » installé sur un ordinateur (Windows 7). On a aussi utilisé la version modifiée d'un code programmé pour le traitement des données des essais œdométriques (Duhaime, 2012). Ce code permet de déterminer la moyenne de 50 lectures pour chaque demi seconde. Une carte d'acquisition électronique de type « National Instruments » a été utilisée pour faire la lecture des signaux électriques reçu des instruments de mesures.

Quatre tensiomètres sont branchés en parallèle avec un générateur de voltage afin d'avoir le même voltage d'excitation (8V), tandis que le capteur de déplacement (LVDT T50) a été alimenté par un autre générateur dont le voltage d'excitation était de 6,5V, tel que montré à la figure 3.8.

Chaque instrument de mesure a été branché en mode différentielle sur la carte d'acquisition pour mesurer la différence de potentiel à la sortie. Les signaux électriques ont été envoyés par la carte d'acquisition vers le logiciel LabVIEW afin d'être analysés et enregistrés. La carte d'acquisition est liée directement avec une unité centrale. La cellule de force est branchée avec l'indicateur de charge.



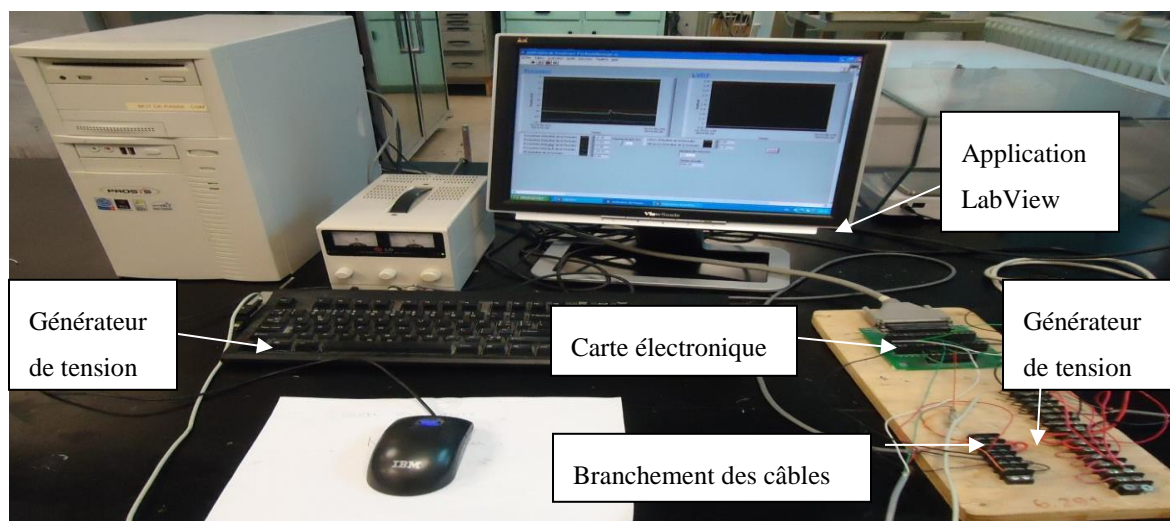


Figure 3.8 : Dispositif d'acquisition automatique des données expérimentales.

### 3.2 Procédure expérimentale pour les essais de compression à l'état saturée

Un protocole expérimental a été développé afin de mesurer les paramètres de compressibilité, incluant le coefficient de changement de volume ( $m_v$ ), le coefficient de compressibilité ( $a_v$ ) et l'indice de compression ( $C_c$ ) à l'état saturé. Ce protocole permet également de mesurer la dissipation des pressions interstitielles à différentes positions de l'échantillon. La compression secondaire a aussi été évaluée.

Le protocole expérimental a été appliqué selon les étapes suivantes :

#### ➤ Préparation de l'échantillon :

Les échantillons ont été préparés à une teneur en eau  $w = 34,5\%$ . Le choix de cette teneur en eau est basé sur les résultats obtenus par Poncelet (2012), permettant une saturation de l'échantillon, une élimination de la ségrégation, ainsi que le contrôle des déplacements verticaux lors de la mise en place dans une moule d'une cellule triaxiale. La densité de pulpe  $\left(P\% = \frac{1}{1+w} * 100\right)$  équivalente à cette teneur en eau est  $74,34\%$ . La préparation des échantillons inclut aussi leur masse sèche pesée dans un contenant de laboratoire, l'évaluation de la masse d'eau (désaérée) nécessaire pour constituer un échantillon avec  $w = 34,5\%$ , et l'homogénéisation manuelle avant d'entamer la saturation.

### ➤ Saturation de l'échantillon

La saturation de l'échantillon a été effectuée dans une colonne développée par Poncelet (2012). La technique de saturation consiste à mettre en place les résidus miniers au sein d'un cylindre hermétiquement fermé. Le montage utilisé est muni d'un axe de rotation équipé de deux ailettes à la base et au milieu de la colonne. L'arbre rotatif est contrôlé par le moteur électrique d'une perceuse permettant l'homogénéisation et le brassage de l'échantillon sous une valeur de pression d'air négative de -95 kPa, tel qu'illustré à la figure 3.9

Cette technique permet l'expulsion des bulles d'air occlus dans l'échantillon, et d'augmenter le degré de saturation proche de 100%. Par précaution, la durée de l'étape de saturation a été prolongée de 60 min jusqu'à 150 min.

À la fin de la saturation de l'échantillon, une pression d'air positive de 50 kPa est appliquée pour récupérer l'échantillon saturé. La vérification du degré de saturation est effectuée par la mesure de la masse et du volume total ; on remplit les tares jusqu'au bout par les résidus miniers, puis on pèse la masse des tares remplies et on les met au four pendant 24 heures. Enfin, on pèse la masse des tares contenant les résidus séchés, ce qui donne la valeur de la teneur en eau.

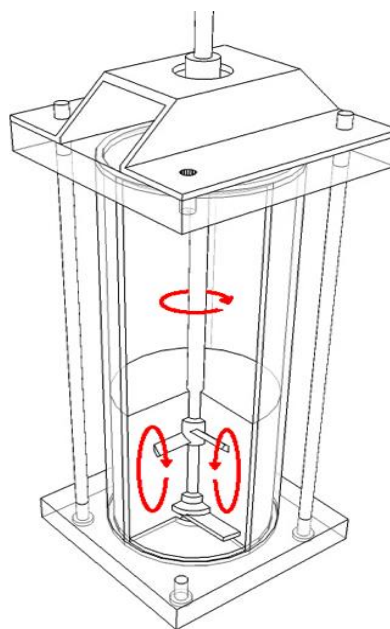


Figure 3.9: Aperçu du système de saturation des résidus miniers (adaptée de Poncelet, 2012)

À partir des éléments mesurés, on peut évaluer le degré de saturation,  $S_r$ , selon les relations suivantes :

$$V_v = m'_w / \rho_w - \frac{m_s}{D_r \rho_w} \quad (3-1)$$

$$V_w = \frac{m_w}{\rho_w} \quad (3-2)$$

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \quad (3-3)$$

où  $V_v$  est le volume des vides des résidus;  $V_w$  le volume de l'eau interstitielle ;  $m'_w$  est la masse d'eau pour remplir la tare (dans le volume) ;  $m_w$  est la masse d'eau contenue dans l'échantillon prélevé ;  $m_s$  est la masse solide de l'échantillon de la tare;  $\rho_w=1 \text{ g/cm}^3$  la masse volumique de l'eau.

#### ➤ Mise en place de l'éprouvette

Avant la déposition de l'échantillon, on pèse la colonne vide avec le filtre géotextile saturé. La mise en place de chaque éprouvette dans la colonne de compression a été effectuée après saturation complète des résidus. On remet alors le cylindre hermétique (figure.3.10) sous pression atmosphérique, on ferme la valve et on applique une pression d'air proche de 50 kPa, puis on fait tourner lentement l'axe de rotation et on procède à l'ouverture d'une vanne située sur le socle inférieur du dispositif. Cette vanne est branchée à un tuyau conduisant les résidus saturés vers la base de la colonne de compression. Cette technique de déposition des résidus sous l'eau désaérée permet de garder les résidus saturés lors du remplissage progressif de la colonne de compression. Dès qu'on atteint le niveau de remplissage requis à l'intérieur de la colonne, tel qu'illustré à la figure 3.10.

On pompe l'eau en excès situé au-dessus de l'échantillon. On mesure alors la hauteur de l'échantillon (et la hauteur de la quantité d'eau excédentaire). On pèse la colonne avec des résidus saturés. On ajoute un filtre géotextile saturé au-dessus de l'éprouvette avant de passer à l'étape de chargement. On branche les tensiomètres pour mesurer les pressions interstitielles en excès, le capteur de déplacements. La cellule de force sera branchée au palier n°2.

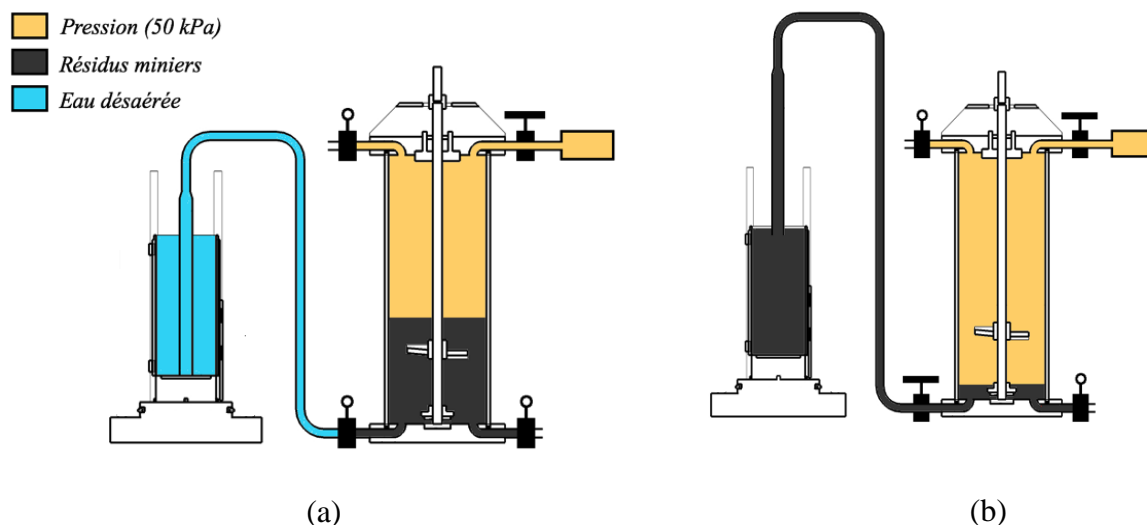


Figure 3.10 : Méthode de mise en place des résidus miniers saturés dans la colonne de compression ; a) colonne remplie (d'eau désaérée); b) déposition des résidus (adapté de Poncelet, 2012).

#### ➤ Application de la charge axiale :

Afin d'évaluer les paramètres de compressibilité des résidus à l'état saturés, on a procédé par application d'une charge verticale selon trois cheminements de contraintes :

##### - Chargement :

On applique d'abord un incrément de charge initial avec l'ajout du cylindre de plastique plein (2,29 kg) appuyé sur deux plaques poreuses (constituant un système de drainage). Ce cylindre est appuyé sur l'éprouvette de telle sorte que la surcharge soit transférée sur la surface totale des résidus (via les plaques poreuses). Le capteur de déplacement est fixé sur une plaque en aluminium collée sur le dessus du cylindre. Cela permet de mesurer les déplacements verticaux. La méthode permet de mesurer les tassements ainsi que les pressions interstitielles dans les résidus à l'état lâche sous une faible contrainte. L'espace entre les parois du cylindre et les parois internes de la colonne permettait le drainage de l'eau drainée au-dessus de l'échantillon. Une sortie avec un connecteur rapide garde la charge hydraulique constante au-dessus de l'échantillon au lieu de laisser le niveau d'eau augmenter.

Le connecteur rapide est en contact direct avec la pression atmosphérique et conduit l'eau drainée hors la colonne afin de maintenir la pression d'eau. Cette technique permet la récupération et la

mesure de la quantité d'eau drainée dans un bécher après l'application de chaque palier de chargement, ainsi que l'évaluation des paramètres de compressibilité sous une charge hydraulique constante.

Le deuxième palier de chargement est appliqué avec la mise en place de la cellule de force (M43) au-dessus du cylindre en plastique. Avant d'appliquer la charge via le bras de levier, on place une bille sphérique sur le capteur de la cellule de force qui mesure la charge verticale transférée vers la surface de l'échantillon. Le bras de levier transfère la charge à l'aide d'un support de fixation au-dessus de la bille sphérique afin d'assurer un incrément de charge vertical (axial). La lecture de la charge appliquée se fait directement sur l'enregistreur de l'indicateur de charge Modèle P3 en kilogramme, puis on la convertit en kPa à partir de l'aire de la surface de l'éprouvette du cylindre.

Les derniers paliers de chargement sont appliqués par l'ajout de poids (disque). Les paliers de chargement vont de 3 kPa à 530 kPa. La durée de chaque palier est 24 heures. Le passage d'un palier de chargement à un autre ne s'effectue qu'après une dissipation des pressions interstitielles en excès (et la mesure des paramètres de compression secondaire). Parfois, on a prolongé la durée d'un palier jusqu'à 48 heures afin de mieux évaluer cette compression secondaire. Le suivi des pressions interstitielles se fait selon les valeurs enregistrées par les tensiomètres. Ces mesures permettant de différencier le passage de la compression primaire vers la compression secondaire.

#### - **Déchargement :**

La phase de déchargement va de 530 à 23 kPa par un enlèvement des poids appliqués au bout du bras de levier. On a utilisé une cellule de Mariotte pour garder la charge hydraulique constante au-dessus de l'échantillon. On mesure alors l'indice de rebondissement sous des conditions saturées. Le déchargement produit une augmentation de l'indice des vides en réponse à une diminution de la contrainte effective. Ce comportement provoque un écoulement de l'eau située au-dessus de la plaque poreuse vers l'éprouvette. Cette cellule est remplie d'eau et elle est hermétiquement fermée. Elle est munie d'un tube, fixé au milieu, relié à l'extérieur (i.e pression atmosphérique). Selon le principe de fonctionnement d'une cellule de Mariotte, on enfonce le tube à l'intérieure de la cellule jusqu'au niveau de la charge hydraulique visée (constante). Dès que les bulles d'air commencent à apparaître à la base du tube, on connecte la cellule de Mariotte avec la colonne de compression par un tuyau saturé muni d'un connecteur rapide au port

connecteur au-dessus de l'échantillon. Les pressions interstitielles sont également mesurées par les tensiomètres durant le déchargement.

- **Rechargement :**

Le dernier palier de déchargement a été suivi par des paliers de rechargement. Les paliers de rechargement permettent d'évaluer le comportement des résidus durant la phase de reconsolidation et aussi vérifier si la courbe de compressibilité rejoint la ligne de compression vierge quand on dépasse le niveau des contraintes préalables. Les paliers de rechargement ont été appliqués pour les essais n°3, n°4 et n°5. La charge hydraulique au-dessus de l'éprouvette a été contrôlée de la même façon que durant le chargement. Les pressions interstitielles sont également mesurées par les tensiomètres durant le rechargement.

➤ **Démontage de la colonne de consolidation :**

La fin de l'essai de consolidation suit le dernier palier de rechargement. Le démontage de la colonne a été effectué selon les recommandations de la norme ASTM-D2435. On procède par un déchargement progressif de l'échantillon jusqu'à une valeur de 5 kPa (contrainte totale). Cela permet d'éviter le gonflement durant le démantèlement de l'échantillon puis on récupère l'éprouvette rapidement. À la fin, on note la hauteur de l'éprouvette et on mesure la masse finale humide, puis on le met au four afin d'évaluer la teneur en eau finale.

La masse sèche,  $M_d$ , de l'éprouvette peut être calculée selon l'équation suivante :

$$M_d = \frac{M_{Tf}}{1 + w_f} \quad (3-4)$$

- $M_{Tf}$  : Masse humide finale (g) ;
- $w_f$  : Teneur en eau finale (%).

La masse sèche,  $M_d$ , permet de calculer la hauteur solide ( $H_s$ ). Ce paramètre a été utilisé pour calculer l'indice des vides initial ( $e_0$ ) et l'indice des vides final ( $e_f$ ) pour chaque palier, le degré de saturation initial ( $S_0$ ) et le degré de saturation final ( $S_f$ ), selon la norme ASTM-D2435.

On calcule d'abord le volume solide ( $V_s$  en  $\text{cm}^3$ ) comme suit :

$$V_s = \frac{M_d}{D_r \rho_w} \quad (3-5)$$

On obtient la hauteur solide ( $H_s$ , cm) :

$$H_s = \frac{V_s}{A} \quad (3-6)$$

On peut calculer l'indice des vides initial ( $e_0$ ), l'indice des vides final ( $e_f$ ) pour chaque palier selon les formules suivantes :

$$e_0 = \frac{H_0 - H_s}{H_s} \quad (3-7)$$

$$e_f = \frac{H_f - H_s}{H_s} \quad (3-8)$$

$$H_s = \frac{V_s}{A}$$

avec  $H_0$  est la hauteur initiale ;  $H_f$  est la hauteur finale. La hauteur finale de l'échantillon est la différence entre la hauteur initiale et les déplacements mesurés ( $\Delta H$ ) :

$$H_f = H_0 - \Delta H \quad (3-9)$$

Le degré de saturation initial ( $S_0$ , %) et le degré de saturation final ( $S_f$ , %) sont évalués selon les formules suivantes :

$$S_0 = \frac{M_{T0} - M_d}{A \rho_w (H_0 - H_s)} * 100 \% \quad (3-10)$$

$$S_f = \frac{M_{Tf} - M_d}{A\rho_w(H_f - H_s)} * 100 \% \quad (3-11)$$

### 3.3 Équipements utilisés pour les essais de compression sur les résidus non saturés

Un nouveau protocole expérimental a été élaboré pour faire des essais de compression avec une succion contrôlée. La technique de l'eau suspendue permettant le contrôle de la succion est inspirée de la norme ASTM D6836 basée sur une combinaison des techniques de Haines (1927) et la technique de Richards (1928). Ces techniques sont présentées en détail à la section (2.6.3.2). L'intervalle des succions matricielles est de 0 à 75 kPa, afin d'éviter l'apparition de cavitation ou la diffusion d'air.

Ce nouveau protocole expérimental fait objet de deux types d'essais, soit les essais de compression sous une succion constante et les essais avec une succion progressivement croissante sous une charge axiale constante.

#### 3.3.1 Méthodes de contrôle de la succion matricielle et essais préliminaires

Des essais de compression en conditions non saturées ont été réalisés sous des succions contrôlées. La succion matricielle est imposée par la technique de de l'eau suspendue (décrite à la section 2.6.3.2) en appliquant une pression d'eau négative; en bas de la colonne via une céramique poreuse.

Les essais préliminaires en colonne instrumentée ont été menés sous une succion relativement faible pour éviter la cavitation ou la diffusion d'air. La succion a été appliquée en simulant le niveau d'une nappe phréatique profonde par la connexion d'un tuyau en U placé à la base de la colonne (i.e principe de la remontée capillaire, décrit à la section 2.5.3.2.), et qui demeure saturé en eau. Il est alors difficile de prolonger la hauteur du tuyau (au-delà de 1 m dans ce cas) en dessous de la colonne (la succion maximale est donc de 9,81 kPa). Cette méthode ne permet pas donc d'atteindre une succion maximale de 73 kPa.

La technique de base qui utilise une colonne d'eau suspendue, inspirée de la norme ASTM D6836 (Vanapalli et al. 2008), a toutefois engendré des difficultés pour imposer la succion. Les éprouvettes de nos essais ont une épaisseur de 20 cm et un diamètre de 10 cm. Lors des essais



préliminaires, on a constaté que la quantité d'eau drainée de l'éprouvette sous l'effet de la succion dépasse la capacité du tuyau, de telle sorte que l'eau coulait vers le système générateur de la succion constituée par deux réservoirs. Cet écoulement a fait varier le niveau d'eau dans les deux réservoirs. La succion n'était donc pas constante. Pour cette raison, on a procédé à diverses modifications afin de mettre au point un protocole expérimental plus approprié qui permet de faire des essais de compression sous des conditions non saturées dans une colonne instrumentée sous une succion contrôlée.

### **3.3.2 Modifications du dispositif expérimental**

La mise en application du dispositif expérimental décrit sommairement au chapitre 2 (section 2.6.3.2.) requiert l'introduction de modifications. La figure 3.11 montre l'ensemble des composantes utilisées pour concevoir une colonne instrumentée capable d'assurer des essais de compression sous une succion contrôlée. L'ensemble comprend (1) un disque en céramique (AEV : 0,5 bar et 1 bar); (2) des bouchons en céramique (AEV : 0,5 bar et 1 bar ); (3) une chambre de saturation; (4) un papier filtre ; (5) un régulateur de pression d'air négative (0-100 kPa); (6) une cellule Tempe; (7) des tensiomètres +/-5 psi et +/-15 psi; (8) un système de drainage avec le cylindre de chargement; et (9) une colonne de plexiglas.

Les modifications du dispositif expérimental peuvent être résumées comme suit :

- Remplacer le tuyau horizontal par une cellule tempe étanche ayant la capacité d'accumuler l'eau drainée de l'éprouvette sous l'effet de la succion ; et qui permet aussi de mesurer la masse d'eau ;
- Mettre un disque en céramique saturée à la base de la colonne qui se caractérise par une pression d'entrée d'air de 0,5 bar à 1 bar (diamètre de 9,8 cm). Le disque en céramique est placé au-dessus d'un compartiment d'eau afin d'assurer une continuité hydraulique avec l'eau interstitielle de l'éprouvette, ce qui permet de contrôler la pression de l'eau (Fredlund et Rahardjo 1993).
- Utilisation de bouchons en céramique dont la pression d'entrée d'air varie entre 0,5 bar et 1 bar. Chaque bouchon est collé à une chambre de saturation remplie d'eau désaérée pour éviter la désaturation des capteurs de pression d'eau. Ces bouchons sont en contact avec l'éprouvette;

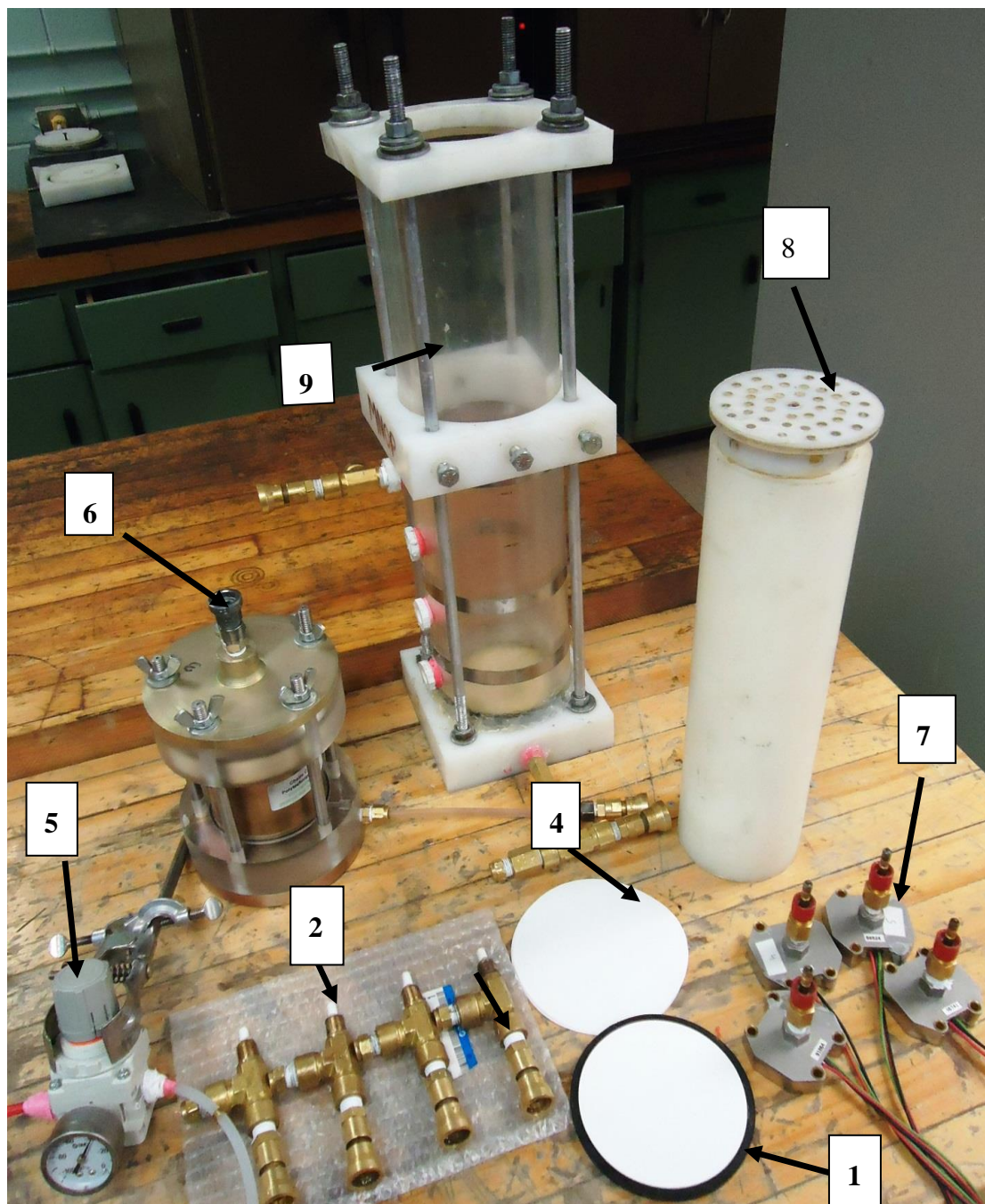


Figure 3.11 : Éléments utilisés dans le montage de la colonne instrumentée pour mener les essais de compression en condition non saturée.

- Appliquer une pression d'eau négative dont la valeur est contrôlée par un manodétendeur qui permet d'imposer une succion qui varie de 1 à 100 kPa ;
- Mettre un papier filtre saturé sur le disque en céramique placé à la base de la colonne, afin de bloquer la migration des particules fines vers le disque ;
- Utiliser un capteur microsonique à Ultrasons «Hoskin scientifique» permettant de mesurer les déplacements linéaires de l'éprouvette.

La figure 3.12 présente le montage expérimental pour réaliser les essais de compression en colonne instrumentée sous des conditions non saturées.

Le principe d'application de la succion consiste à brancher une source de vide (pression d'air négative) contrôlée avec le régulateur des pressions d'air négative. Cet instrument est branché avec une cellule Tempe partiellement remplie d'eau désaérée. La succion est transmise de la cellule tempe vers le compartiment d'eau situé à la base de la colonne par l'intermédiaire d'un petit tube (capillaire). La surface libre des résidus initialement saturés est sous pression atmosphérique. Cette condition permet d'appliquer une succion à l'intérieur de l'échantillon sous forme de pressions d'eau interstitielles négatives.

Ces conditions hydrauliques ont été transférées à travers le disque en céramique saturée, à la base de la colonne de telle sorte qu'il est en contact avec les résidus saturés et le compartiment d'eau. L'eau interstitielle du disque en céramique assure une continuité hydraulique entre deux interfaces. L'application de la succion produit un écoulement de l'eau interstitielle de l'échantillon vers la base de la colonne, dû au gradient hydraulique crée par la différence entre la pression d'eau interstitielle à la surface ( $u_w = 0$ ) et la pression d'eau négative à la base. L'eau interstitielle a été récupérée dans la cellule Tempe.

La succion est mesurée par des tensiomètres à la base de la colonne et à trois positions de long de l'éprouvette (en bas, au milieu et proche de la surface). Deux types d'essais drainés ont été réalisés, soit des essais de compression sous une succion contrôlée et sous une succion croissante.

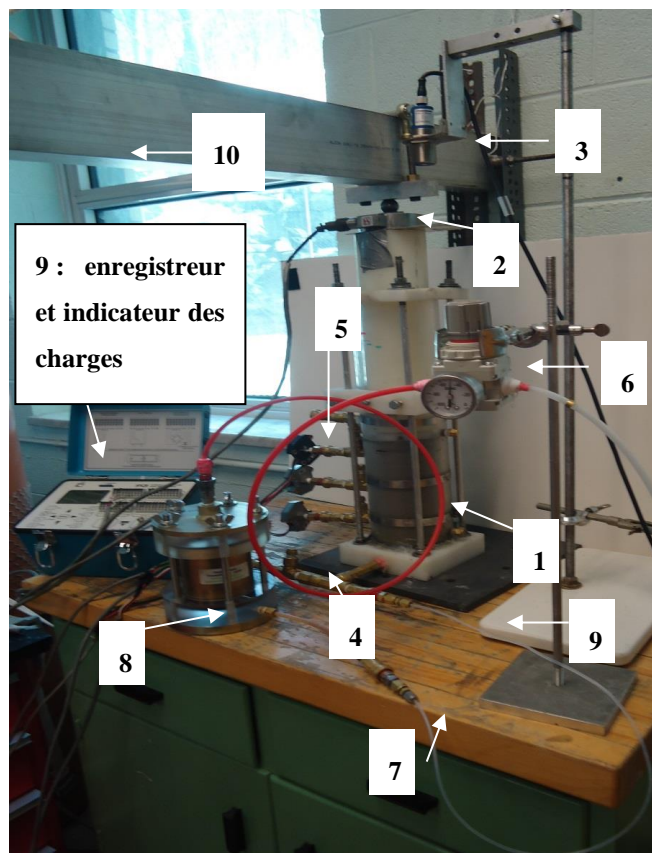
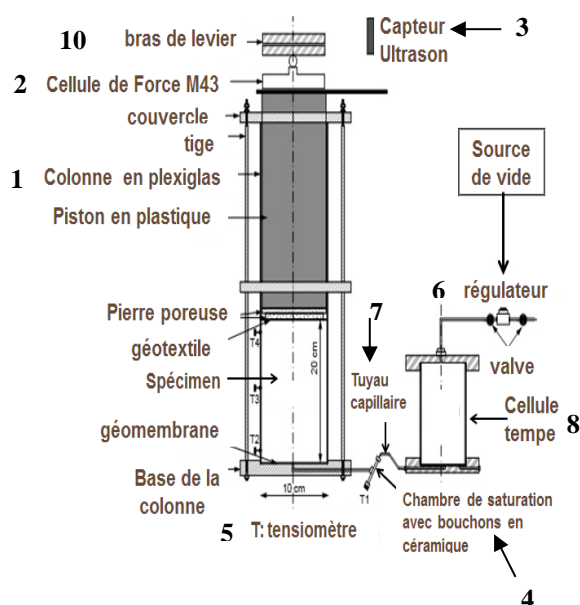


Figure 3.12: Dispositif expérimental utilisé pour mener les essais de compression en colonne instrumentée sous des conditions non saturées (avec application d'une succion contrôlée).

### 3.3.3 Description complémentaires de quelques équipements utilisés

La réalisation des essais de compression sous conditions non saturées en colonne instrumentée a nécessité l'utilisation des équipements montrés aux figures 3-11 et 3-12. Ces équipements ont permis de déterminer la compressibilité des résidus les pressions interstitielles sous des conditions non saturées. Les instruments utilisés sont décrits dans ce qui suit avec la technique de saturation des disques en céramique et les méthodes d'installation.

- **Capteur microsonique mic+25**

Un capteur microsonique à ultrasons émet à des intervalles réguliers de courtes impulsions sonores à haute fréquence. Ces impulsions se propagent dans l'air à la vitesse du son. Lorsqu'elles rencontrent un objet, elles se réfléchissent et reviennent sous forme d'écho au capteur. Celui-ci calcule alors la distance le séparant de la cible sur la base du temps écoulé entre

l'émission du signal et la réception de l'écho. Le capteur microsonique mic+25 (Hoskin Scientifique) est utilisé avec une sortie analogique. Ce capteur transmet les mesures sous forme de tension de sortie (0-10 v). L'intervalle de mesure va de 30 mm à 250 mm avec un degré de précision de  $\pm 0,15\%$ . Le voltage d'excitation utilisé est de 10 volts. Une zone morte (0-30 mm) existe pour laquelle le capteur ne peut pas faire des mesures par rapport au point d'émission des ondes. Les câbles de connexions incluent deux câbles (rouge et noire) branchés au générateur d'électricité, et deux autres câbles (blanc et vert) connectés directement à la carte d'acquisition des données. Ce capteur a été utilisé pour mesurer les déplacements qui se produisent au cours de l'application des incréments de chargement sous succions contrôlées. La figure 3.13 montre les composantes du montage avec le capteur microsonique utilisé pour prendre des mesures durant les essais de consolidation. Un outil de fixation sous forme d'anneau a permis de fixer le capteur microsonique sur un support vertical en aluminium. La calibration du capteur microsonique a été effectuée selon la norme ASTM-D6027 (1996) de la même façon que le capteur de déplacements LVDT-T50, puisque ce capteur fonctionne avec sortie analogique (voltage à la sortie). Il suffit de positionner l'assemblage des plaquettes de calibration d'une distance qui dépasse la zone de détection morte du capteur. Les équations de calibrations utilisées sont présentées à l'annexe 13.

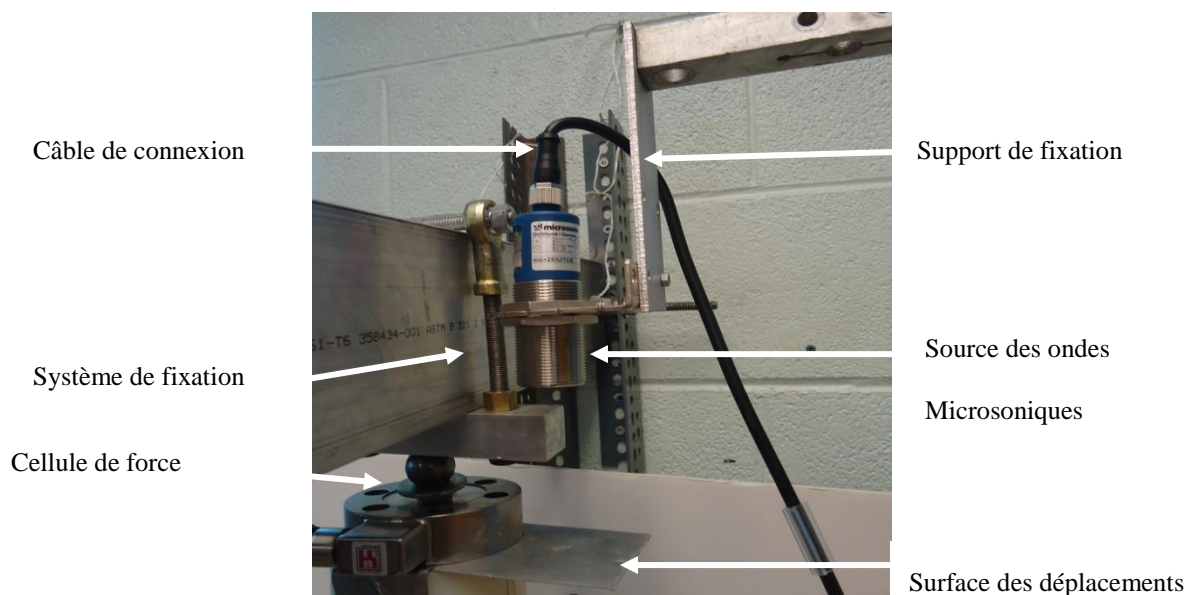


Figure 3.13 : Composante du montage avec le capteur microsonique (à ultrasons) et le mode de fixation pour essais de compression sous conditions non saturées



- **Régulateur de pression d'air**

Le régulateur de la pression d'air (inférieure à la pression atmosphérique), quelquefois appelé « vide » permet la régulation précise de la succion à partir d'une source disponible au laboratoire. Il s'agit d'un régulateur de type IR-V10 (CP Automation Inc), il contrôle un intervalle de succion variant de -1.3 kPa à -100 kPa. Cet instrument a été utilisé pour imposer une valeur de succion durant les essais de compression non saturés. Par conséquent, ce régulateur a joué un rôle important dans le déroulement de ces d'essais (sous une succion imposée). Le principe de fonctionnement consiste à contrôler la pression via une vanne liée à un vacuomètre manuel muni d'une aiguille, tel qu'illustré à la figure 3.14.

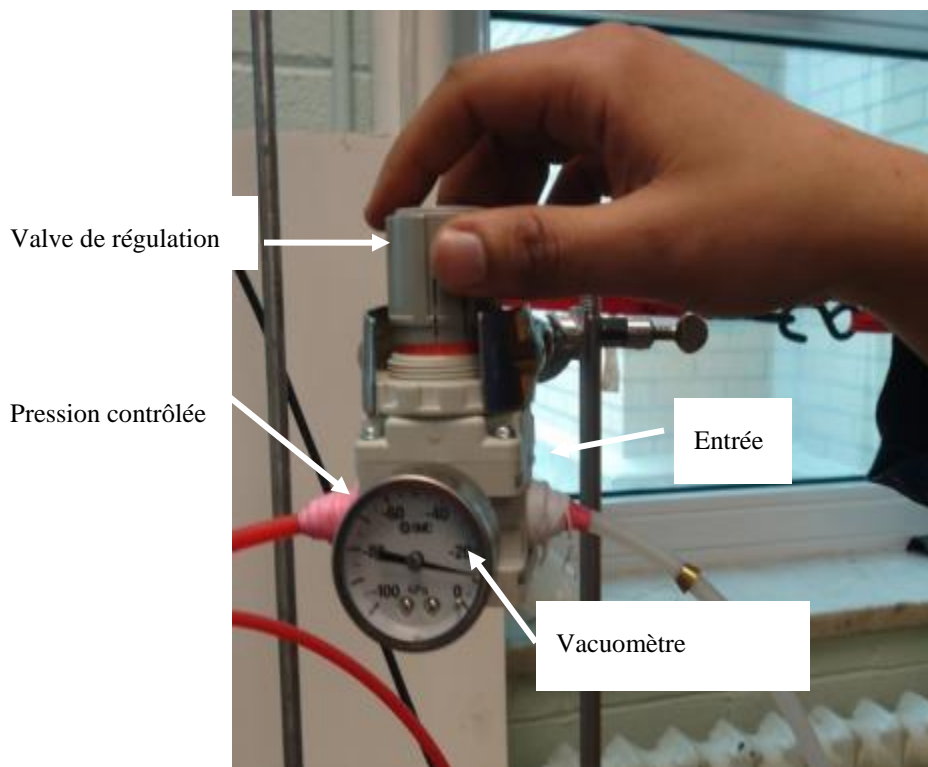


Figure 3.14 : Composante d'un régulateur de vide

- **Cellule Tempe**

La cellule Tempe est usuellement utilisée pour mesurer la courbe de rétention d'eau des sols relativement denses. Cette cellule a été adaptée ici pour récupérer la quantité d'eau extraite de l'éprouvette sous l'effet de la succion, en transférant la succion contrôlée par le régulateur vers le

compartiment d'eau. Cette succion est appliquée à la base de la colonne à travers un tuyau capillaire, tel qu'illustré à la figure 3.15. Cette cellule a notamment été utilisée en raison de son étanchéité.

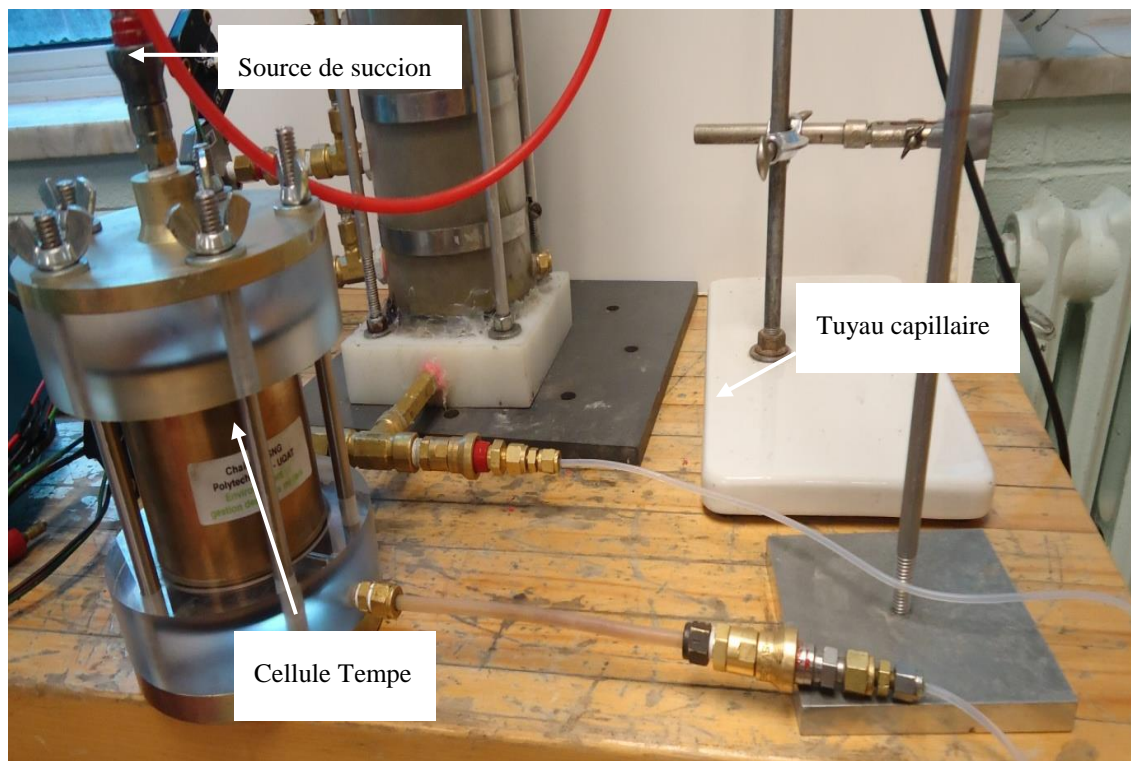


Figure 3.15 : Mode de connexion entre le système de pression d'air (négative), la cellule tempe et la base de la colonne.

- **Disques et bouchons en céramique**

Le montage des essais de compression sur des résidus non saturés inclut des disques en céramique et des bouchons en céramique, tel qu'il est présenté à la figure 3.16. Les disques en céramiques sont scellés par époxy pendant 24 h avec un joint en métal à la base de la colonne. Les bouchons en céramiques sont collés à une chambre de saturation et placés à travers la paroi de la colonne en contact avec l'éprouvette afin de mesurer la succion à l'aide des tensiomètres. Ces céramiques poreuses permettent d'assurer un transfert de l'eau interstitielle vers le compartiment rempli d'eau.

Les céramiques utilisées devraient avoir une pression d'entrée d'air inférieure à la succion maximale appliquée.

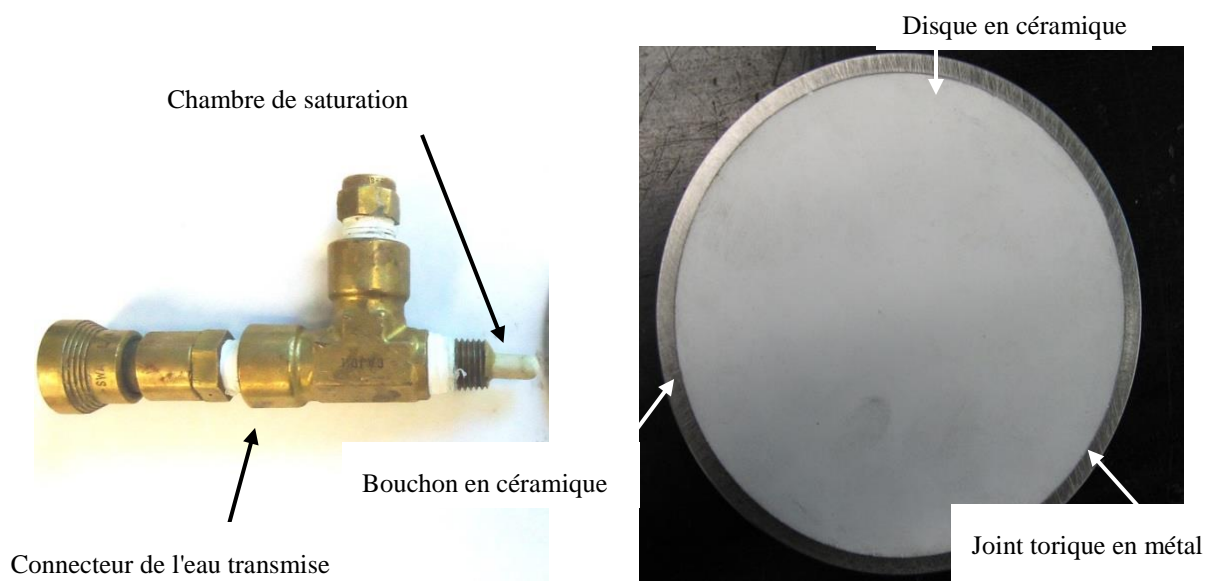


Figure 3.16 : Bouchon et disque en céramique utilisés durant les essais de compression non saturés.

Les bougies poreuses et les disques en céramique utilisés au départ avaient une pression d'entrée d'air de 0,5 bar (50kPa), avec une assez forte conductivité hydraulique. Ceci permettait de réduire la durée pour atteindre l'équilibre. Plus tard, nous avons mené des essais sous des succions plus élevées. Pour cette raison, on a choisi des céramiques avec une pression d'entrée d'air de 1 bar (100 kPa) (avec débit élevé). Les propriétés physiques des céramiques poreuses sont détaillées au tableau 3.1.

Tableau 3.1: Propriétés physiques des céramiques poreuses (tiré de Soil Moisture)

<b>PRESSION D'ENTRÉE D'AIR (BAR=100 KPA)</b>	<b>PRESSION D'AIR (PSI=6,89 KPA)</b>	<b>POROSITE N (%)</b>	<b>CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE SATUREE (CM/S)</b>	<b>TAILLE MAXIMALE DES PORES (μM)</b>	<b>DEBIT ¼ INCH-PLATE ((ML/H)/CM²)/(14,7PSI)</b>
0.5 bar HF	7 à 9	50%	$3,1 \cdot 10^{-5}$	6	180
1 bar HF	20 à 30	45%	$8,6 \cdot 10^{-6}$	2,5	50



### **3.4 Procédure expérimentale pour les essais de compression sur des résidus non saturés**

L'étude de la compressibilité des résidus miniers sous des conditions non saturées, avec une pression d'eau négative, a été menée à l'aide de deux types d'essais en colonne. Le premier est un essai de compression drainée sous une succion constante, avec des succions imposées entre 5 kPa et 73 kPa. Le chemin de contrainte du chargement externe durant l'essai inclut un chargement progressif ( $\sigma_v$  croissante) et un déchargement. Le second type d'essai a été effectué sous une succion progressivement croissante en maintenant la charge axiale constante.

#### **3.4.1 Essais de compression drainée sous une succion constante**

Les essais de compression sous des conditions drainées sous des conditions non saturées consistent à appliquer un chargement externe sur une éprouvette soumis à une succion constante. Six essais de compression ont été menés avec les succions suivantes : 5, 10, 20, 30, 43, et 73 kPa. Ces valeurs de la succion ont été sélectionnées en se basant sur la valeur de la pression d'entrée d'air des résidus CM (Osisko) qui est de l'ordre de 21 kPa à l'état lâche (Saleh-Mbemba, 2016). La réalisation des essais peut être décrite selon les étapes suivantes :

##### **➤ Saturation des bouchons et disques en céramique**

La saturation des céramiques poreuses joue un rôle important dans l'application d'une succion. La présence de bulles dans les pores des céramiques peut déclencher des phénomènes de cavitation (désaturation des céramiques), la pénétration des bulles d'air dissous dans l'eau, une mauvaise continuité hydraulique entre l'eau interstitielle de l'éprouvette et l'eau du compartiment situé en dessous des disques en céramique ou dans la chambre de saturation. On risque aussi d'obtenir des fausses mesures de succions par les tensiomètres dans le cas d'une désaturation des bouchons en céramiques.

Les chambres de saturation des bouchons en céramiques et la colonne sont remplies par l'eau désaérée (figure 3.17). Les céramiques sont maintenues sous l'eau désaérée pendant 24 h. Après, on ferme la colonne avec un couvercle supérieur pour la rendre hermétiquement étanche.

Ensuite, on applique une pression négative d'une valeur de 75 kPa pendant 24 heures (selon la norme ASTM D6836) puis on procède par des cycles alternatifs de pressurisation (pression d'air

positive) et d'application du vide (75 kPa) afin d'évacuer les bulles d'air libre et les bulles d'air coincées dans les micropores des céramiques selon Marinho et al. (2008).

Une pression d'air positive est appliquée en haut de la colonne, tandis que les bouchons et les disques en céramiques sont soumis à une pression d'eau atmosphérique. On a utilisé deux méthodes pour imposer une pression d'eau atmosphérique à la sortie des céramiques. La première consiste à connecter les chambres de saturation et le compartiment d'eau à la base de la colonne par des tuyaux saturés en eau désaérée branchée à une cellule sous pression atmosphérique et remplie partiellement d'eau, tel qu'illustré à la figure 3-17.

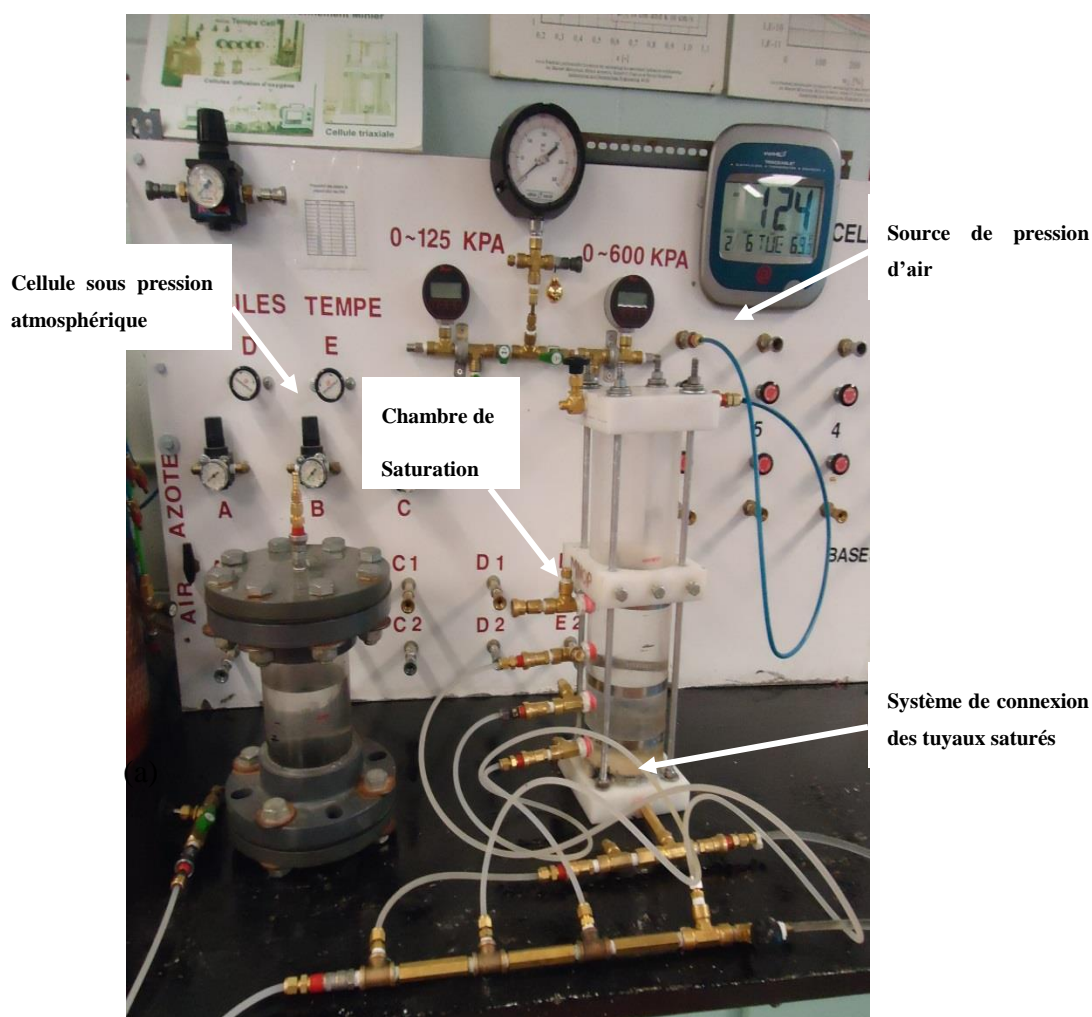


Figure 3.17 : Technique de saturation des céramiques poreuses adaptée à la colonne de consolidation

La deuxième méthode consiste à brancher directement des connecteurs rapides (saturés) sur les chambres de saturation et le compartiment d'eau à la base de la colonne, tel que montré à la figure 3.18. Ces connecteurs contrôlent la pression d'eau atmosphérique à la sortie, tandis que la pression d'air appliquée sur les céramiques est positive à l'intérieur de la colonne.

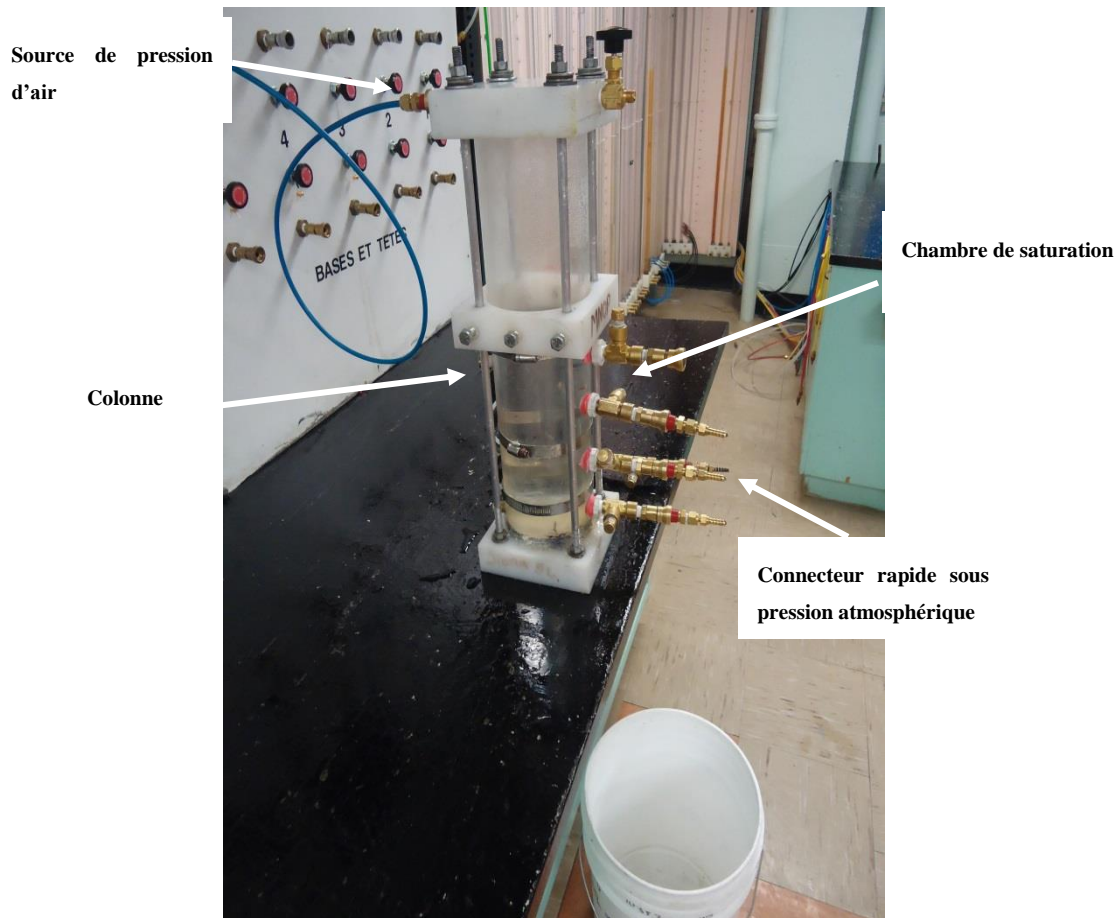


Figure 3.18 : Technique de saturation des céramiques poreuses avec utilisation des connecteurs rapides.

Les pressions d'air appliquées sont augmentées progressivement de façon à ne pas atteindre la valeur de la pression d'entrée d'air des céramiques poreuses utilisées. Ces techniques utilisées permettent de créer un gradient de pression provoquant un écoulement continu de l'eau à travers les céramiques. Cet écoulement permet de chasser les bulles d'air occluses dans les chambres de saturation, dans le compartiment d'eau lié à la base de la colonne et ainsi au niveau des

micropores des céramiques. On procède par des cycles de saturation sous vide appliquée en alternance avec des pressions d'air positive (le degré de précision des résultats n'a pas été mentionné par Marinho et al. 2008).

➤ **Saturation du papier filtre et géotextile :**

Un papier filtre et un filtre géotextile sont mis dans une tare sous l'eau désaérée, pendant 24 heures. Les bulles d'air ne devraient pas apparaître sur les deux interfaces papier filtre-disque en céramique et géotextile-surface de l'éprouvette.

➤ **Saturation et calibration des tensiomètres :**

Les tensiomètres sont saturés sous une pression négative (section 3.1.3). Il est nécessaire de refaire la calibration, pour chaque essai.

➤ **Calibration du capteur microsonique à ultrasons :**

Le capteur microsonique a été calibré selon la norme ASTM D 6027-96 afin de convertir les tensions à la sortie en déplacements verticaux mesurés.

➤ **Préparation et saturation de l'éprouvette**

Les éprouvettes ont été préparées à une teneur en eau de 34,5%. Cette teneur en eau est similaire à celle des éprouvettes utilisées pour les essais de compression à l'état saturée. La saturation initiale des résidus est effectuée aussi dans une colonne sous une pression négative (Poncelet, 2012). Cette technique de saturation permet d'obtenir un degré de saturation proche de 100%. On remplit trois petites tares par les résidus pour mesurer la teneur en eau initiale, ainsi le degré de saturation à la fin de la saturation. Ensuite, on place un papier filtre saturé au-dessus du disque en céramique et on commence la déposition des résidus saturés dans la colonne de compression sous l'eau désaérée. On mesure la masse de la colonne incluant la masse des résidus et la masse d'eau libre au-dessus de l'éprouvette, la hauteur initiale de l'échantillon.

➤ **Chargement axial de l'éprouvette :**

Le capteur microscopique à ultrasons a été placé sans contact au-dessus d'une plaque en aluminium collée sur le cylindre en plastique. Cette plaque permet de mesurer les déplacements de l'éprouvette qui se produisent au cours de la compression. Les tensiomètres sont branchés avec les chambres de saturation avant l'application du chargement.

On branche un tensiomètre, T1, avec le compartiment d'eau situé en dessous du disque en céramique. Ce tensiomètre permet de mesurer la succion appliquée en bas de la colonne via le système de pression d'air négative. Les tensiomètres, T2, T3 et T4 sont branchés d'une manière à mesurer les pressions interstitielles respectivement en bas, au milieu et proche de la surface de l'éprouvette, tel qu'illustré à la figure 3.19.

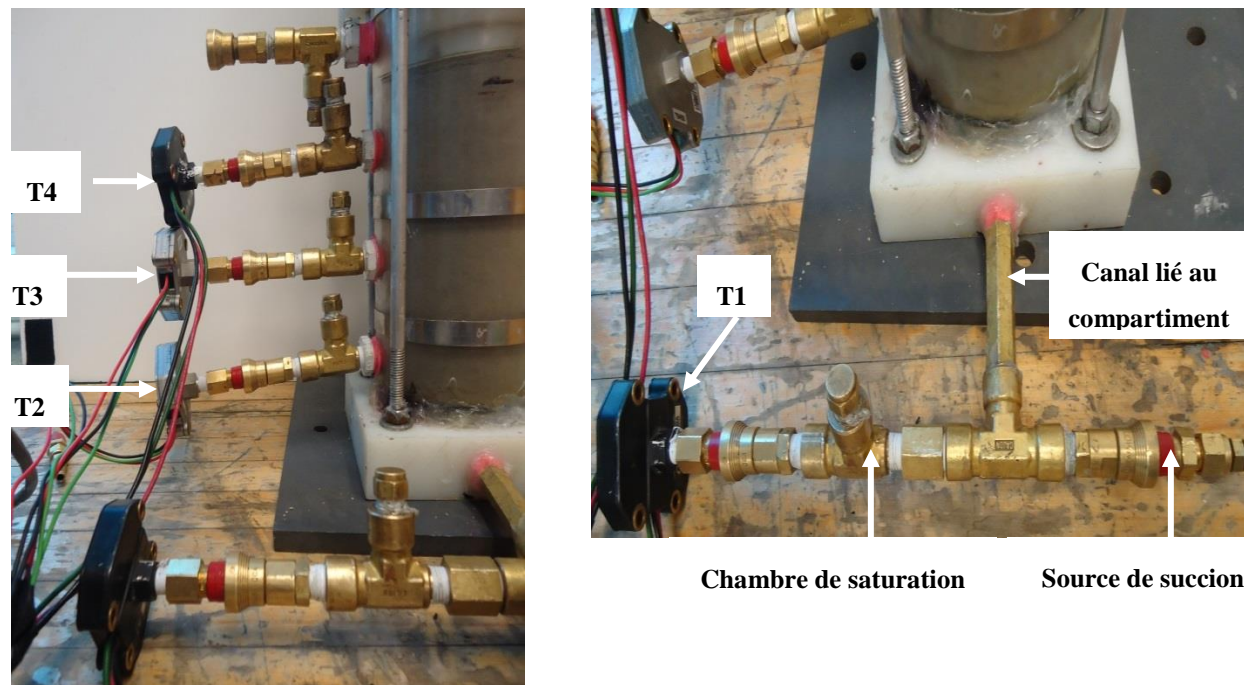


Figure 3.19 : Position de branchement des tensiomètres avec la colonne de consolidation.

On met un filtre géotextile saturé au-dessus de l'éprouvette, puis on fait rentrer le cylindre en plastique dans la colonne. Ce cylindre est muni à la base d'un système de drainage constitué de deux pierres poreuses, tel qu'illustré à la figure 3.20. Ce système est mis en contact direct au géotextile, puis on dépose la cellule de force au-dessus du cylindre et on applique la charge axiale via le bras de levier. Ce dernier est muni d'un système de fixation déposé directement sur le détecteur de la cellule force par l'intermédiaire d'une bille sphérique, tel qu'illustré à la figure 3.13.

Ce chargement préalable correspond à une compression des résidus à l'état saturée. Suite à une dissipation complète des pressions interstitielles, on applique une succion presque nulle (0,02 kPa). Dès que les mesures de la succion enregistrées par les tensiomètres montrent que l'équilibre hydrostatique est atteint, on augmente progressivement la succion jusqu'à la valeur désirée, puis on passe à l'étape de chargement axial sous une succion constante.



Figure 3.20 : Système de drainage placé sur la partie supérieure de l'éprouvette

La succion agit d'une façon isotrope à l'intérieur de l'éprouvette. Cela nous a mené à appliquer une charge axiale supérieure à la valeur de la succion imposée d'une manière à éviter le retrait volumique de l'éprouvette à la paroi de la colonne.

On applique un chargement incrémental sous une succion constante. Les paliers de chargement vont de 65 kPa jusqu'à 530 kPa. Le passage d'un incrément de chargement à un autre ne s'effectue qu'après une dissipation des pressions interstitielles et un rétablissement de l'équilibre hydrostatique imposé selon la succion constante. Un palier de chargement peut durer plus que 24 heures si les conditions d'équilibre hydrostatiques ne sont pas encore atteintes. Au cours du chargement, le système d'acquisition des données permet d'enregistrer automatiquement les mesures des déplacements verticaux, la succion imposée à la base, les pressions interstitielles. La masse d'eau drainée est pesée après chaque palier par une mesure de la masse de la cellule Tempe.



La fin du chargement suivi par des paliers de déchargement sous une succion constante. Lors du déchargement, la contrainte normale varie de 530 kPa à 54 kPa. Cela va nous permettre de déduire le rebondissement sous des conditions non saturées. Les contraintes verticales sont corrigées pour l'effet de la friction mobilisée à la paroi de la colonne. Ce volet est présenté en détail au chapitre 4 (section 4.3).

### Démontage de la colonne de compression :

L'essai de compression sous succion constante se termine après le dernier palier de déchargement (54 kPa). On note d'abord la hauteur de l'éprouvette, après on le récupère dans une tare, tel qu'illustrés dans la figure 3.21, puis on divise l'éprouvette en trois parties et on met chaque partie dans une tare. On mesure la masse humide pour chacune et on fait rentrer les tares au four afin d'évaluer la distribution de la teneur en eau finale sur l'éprouvette.

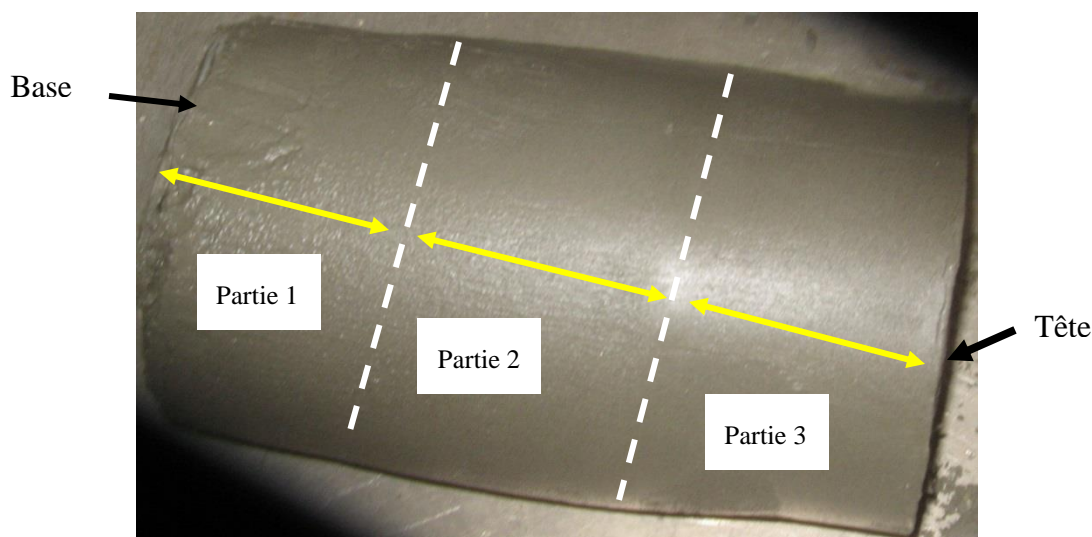


Figure 3.21 : Mode de récupération de l'éprouvette à la fin de l'essai de compression

### 3.4.2 Essais de compression sous une succion croissante

L'essai de compression sous une succion croissante consiste à augmenter progressivement la succion matricielle en maintenant la contrainte normale nette constante ( $\sigma_v - u_a$ ). Ce type d'essai a été réalisé sous des succions de 0 à 43 kPa et 0 à 73 kPa.

Après saturation et mise en place de l'échantillon, on applique les paliers de chargement axial sur l'échantillon, avec une contrainte normale supérieure à la succion maximale appliquée. On

commence par une succion faible, de telle sorte que l'équilibre à l'intérieur de l'échantillon soit aisément atteint. Ensuite, on procède par une augmentation progressive de la succion matricielle à l'aide du manodétendeur (régulateur de pression d'air négative) branché avec la cellule Tempe. La succion est transférée de la cellule Tempe vers le compartiment d'eau situé à la base de la colonne par l'intermédiaire d'un tuyau capillaire. Les résidus initialement saturés sont soumis à une succion contrôlée à travers le disque en céramique saturé, ce qui assure la continuité hydraulique entre l'eau du compartiment et l'eau interstitielle de l'échantillon.

Lors de l'application des paliers de succion croissante, on mesure les déplacements verticaux, la masse d'eau extraite, la distribution de la succion le long de l'éprouvette (par les tensiomètres). À partir de ces éléments, on peut calculer les coefficients de compressibilité volumique de l'éprouvette et de l'eau interstitielle liés à la variation de la succion sous une contrainte normale constante ( $u_a = 0$  kPa).

La figure 3.22 représente un organigramme qui résume les étapes de la réalisation des deux protocoles expérimentaux avec les différents types d'essais et le mode chargement poursuivi.



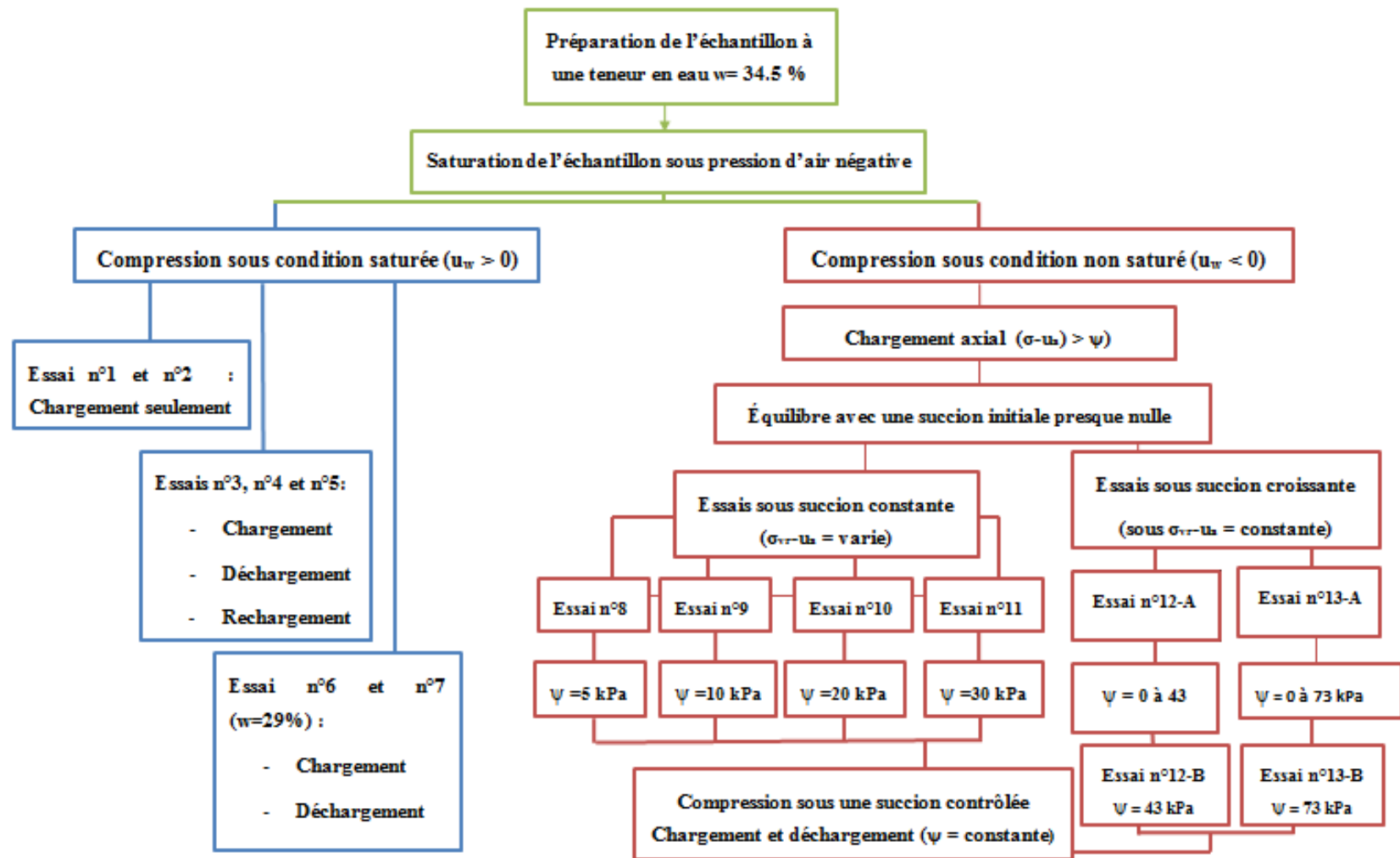


Figure 3.22 : Organigramme du programme expérimental

## **CHAPITRE 4    PRINCIPAUX RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX POUR LES ESSAIS SUR LES RÉSIDUS SATURÉS**

Ce chapitre présente les résultats expérimentaux des différents essais de compression en colonne instrumentée menés sur les résidus miniers dans des conditions saturées. Ces résultats permettent de mieux comprendre le comportement de ces matériaux saturés en phase de consolidation.

Les résultats expérimentaux ont été obtenus à partir des mesures effectuées lors des essais réalisés selon le programme expérimental décrit au chapitre 3. Les essais de compression sur les résidus à l'état saturé permettent d'obtenir les courbes de compression primaire avec les déformations en fonction du temps et la dissipation des surpressions interstitielles, pour les différents modes de chargement. Les paramètres qui contrôlent la compressibilité et la vitesse de consolidation sont comparés avec les résultats tirés de la littérature. La conductivité hydraulique saturée a aussi été évaluée (indirectement) à partir du coefficient de consolidation  $c_v$  obtenu selon les méthodes de Casagrande et Taylor (voir section 4.4.3). Les résultats liés à la compression secondaire sont également présentés et discutés.

### **4.1 Caractérisation des résidus miniers**

- Granulométrie

Les résidus miniers de la mine Canadienne Malartic, CM (Osisko), obtenus en juin 2012, ont été caractérisés au laboratoire par le personnel technique en place et par différents étudiants (Nora, Richard, Simon, Ghita et d'autres). Des analyses granulométriques des échantillons ont été réalisées selon la norme ASTM D422-63. Ces analyses incluent un tamisage pour les grains grossiers dont la taille est supérieure à 75  $\mu\text{m}$  (tamis n°200), et une analyse à l'hydromètre pour la fraction granulométrique fine dont la taille est inférieure au tamis n°200 (silt, argile, colloïde).

La distribution granulométrique des résidus miniers est montrée à la figure 4.1. Ces courbes ont été obtenues à partir d'essais de tamisage et de sédimentation sur des échantillons prélevés de trois chaudières (a, b, c) préparées à partir du baril n°1. On voit que les trois courbes sont identiques, ce qui indique une bonne homogénéité des résidus. Les valeurs du  $D_{10}$  (diamètre correspond à 10% du passant) et du  $D_{60}$  (diamètre du 60% du passant) sont respectivement de 0,0046 mm et 0,037 mm. La valeur de  $D_{30}$  est de 0,012 mm. Ces valeurs sont légèrement supérieures à celles rapportées par L. Bolduc (2012) sur les mêmes résidus (i.e.  $D_{10}$  entre

0,003 mm et 0,0013 mm, et  $D_{60}$  entre 0,018 mm et 0,019 mm). Les valeurs de  $D_{10}$  et  $D_{60}$  obtenues ici sont comparables aux valeurs compilées par Bussière (2007) pour neuf mines canadiennes en roches dures (i.e.  $D_{10}$  entre 0,001 et 0,004 mm et  $D_{60}$  entre 0,01 et 0,05 mm).

La fraction granulométrique retenue au tamis # 200 représente 5% du total des résidus, que l'on associe à la fraction sable. Le coefficient de courbure  $C_C$  est de 1,05. La valeur du coefficient d'uniformité  $C_U (= D_{60}/D_{10})$  est de 7,17. La distribution granulométrique des résidus miniers est donc étalée. Les résidus miniers sont peu plastiques et les limites d'Atterberg sont difficiles à évaluer. Ces informations permettent de classer les résidus miniers comme étant des silts inorganiques non plastiques (ML), selon la classification UCSC (McCarthy, 2007). Aubertin et al. (1996, 2002a) ont également classifié divers résidus de mines en roches dures comme des matériaux de type ML.

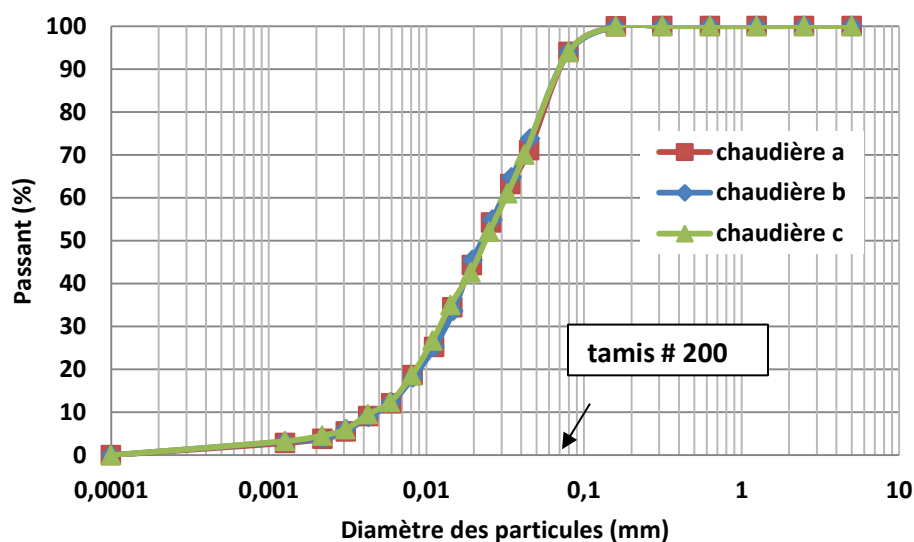


Figure 4.1 : Courbes granulométriques des résidus miniers CM (baril 1, chaudières a, b et c).

- Densité relative des grains

La valeur de la densité relative  $D_r$  (ou gravité spécifique  $G_s$ ) des grains a été mesurée selon la norme l'ASTM D854-02 (2002). La valeur moyenne obtenue est de 2,755. Cette valeur est similaire à celles rapportées par L. Bolduc (2012). Elle est comparable aux valeurs rapportées par Bussière (2007), qui mentionne une valeur moyenne de 2,75 pour des résidus de mines d'or en

roches dures au Québec; des valeurs similaires ont aussi été rapportées par Aubertin et al. (1996, 2002a).

Les valeurs de  $D_r$  de ces résidus miniers sont liées à une teneur de 86% en minéraux silicatés (quartz, albite, muscovite, microcline); la pyrite constitue environ 1,45 % de l'ensemble (selon les résultats des analyses au DRX fournies par le laboratoire de l'UQAT-URSTM, rapportés par Narvaez (2013). Ces résidus n'étaient pas considérés comme étant générateurs de DMA.

- Masse volumique sèche

La masse volumique sèche minimale,  $\rho_{d-min}$ , des résidus miniers CM (Osisko) a été mesurée par Contreras (2013) pour les mêmes échantillons analysés au laboratoire. Les valeurs obtenues varient de 1049 kg/m<sup>3</sup> à 1088 kg/m<sup>3</sup>. La masse volumique sèche maximale,  $\rho_{d-max}$ , a aussi été obtenue par Contreras (2013) au moyen de l'essai Proctor modifié sur deux échantillons, selon la norme ASTM D698-07. Il a obtenu  $\rho_{d-max} = 1750$  kg/m<sup>3</sup> à 1770 kg/m<sup>3</sup>. Le tableau 4.1 présente les valeurs mesurées pour  $\rho_{d-max}$ ,  $\rho_{d-min}$  et les indices des vides correspondants ( $e_{min}$  et  $e_{max}$ ); la teneur en eau optimale  $w_{opt}$  à l'essai Proctor est aussi donnée.

Les valeurs obtenues pour les masses volumiques maximales et minimales ainsi que la teneur en eau optimale sont dans l'intervalle des valeurs rapportées par Bussière (2007). Les valeurs de la masse volumique sèche maximale est un peu plus élevées que celle fournie par L. Bolduc (2012) ( $\rho_{d-max} = 1735$  kg/m<sup>3</sup>) pour les mêmes résidus. Ce petit écart serait attribuable à la distribution granulométrique légèrement différente.

Tableau 4.1: Masses volumiques sèches maximale et minimale avec les indices des vides correspondant (tiré de Contreras, 2013)

<b>Chaudière</b>	<b><math>\rho_{d-min}</math> (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b><math>e_{max}</math></b>	<b><math>\rho_{d-max}</math> (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b><math>e_{min}</math></b>	<b><math>w_{opt}</math> % (essai Proctor)</b>
1	1049	1,60	1770	0,54	15,0
2	1088	1,51	1750	0,56	16,1

- Conductivité hydraulique saturée

La conductivité hydraulique saturée,  $k_{sat}$ , a été mesurée au moyen d'essais de perméabilité en cellules triaxiales à charge variable (par le personnel du laboratoire). Trois essais ont été réalisés sur les résidus dont la granulométrie correspond à celle de la figure 4.1, avec un indice des vides de  $e = 0,702$ . Les valeurs mesurées de  $k_{sat}$  sont de  $3,1 \cdot 10^{-5}$  cm/s et  $3,2 \cdot 10^{-5}$  cm/s. D'autres essais de  $k_{sat}$  en cellule triaxiale sont montrés au tableau 4.8. Ces résultats sont inclus dans l'intervalle des valeurs obtenues par L.Bolduc (2012), i.e.  $k_{sat}$  entre  $1,1 \cdot 10^{-5}$  cm/s et  $3,8 \cdot 10^{-5}$  cm/s. Ces valeurs de  $k_{sat}$  sont compatibles avec les valeurs de la conductivité hydraulique saturée rapportées par Bussière (2007), i.e  $k_{sat}$  entre  $1 \cdot 10^{-4}$  cm/s et  $1 \cdot 10^{-6}$  cm/s pour les résidus miniers de type ML.

## 4.2 Courbe de rétention d'eau et relations complémentaires

La courbe de rétention d'eau (CRE) est représentée usuellement par la relation entre la teneur en eau volumique  $\theta$  et la succion  $\psi$ . La CRE est obtenue par des essais menés sous une contrainte normale nette égale à zéro. La courbe de rétention d'eau peut aussi être présentée sous la forme d'une relation entre la teneur en eau et la succion,  $w - \psi$ , ou dans le plan  $S_r - \psi$  qui décrit la relation entre le degré de saturation et la succion (Mbonimpa et al. 2006a). Des essais ont été menés en cellule de pression ("pressure plate") par Saleh Mbemba (2016 à apparaitre) sur les résidus miniers CM (Osisko) de la même granulométrie que les résidus étudiés. Ce type d'essai permet de mesurer la courbe de rétention d'eau en tenant compte du changement de volume lors de l'application des paliers de pression d'air qui crée la succion ( $\psi = u_a - u_w$ ), tel que défini au chapitre 2 section 2.6.3.2) selon la technique de translation des axes. La CRE présentée plus loin tient compte de la déformation volumique du matériau durant la désaturation. Les résultats en détail de l'essai en cellule de pression seront apparaitre à la thèse de Saleh Mbemba prévue d'être publié en 2016. On décrit sommairement la relation des paramètres hydrogéotechnique.

### a) Relation $e - w$

Des essais de retrait libre ont aussi été réalisés par Saleh Mbemba (2016 à apparaitre) pour obtenir la relation entre l'indice des vides  $e$  et la teneur en eau  $w$  (et entre  $S_r$  et  $w$ ) sur les résidus CM. La relation  $e$  versus  $w$  montre que la totalité du retrait se produit dans la phase saturée suivant la ligne  $S_r = 100\%$  (qu'on appelle retrait normal défini par la relation  $e = w D_r$ ). La phase de retrait résiduel est négligeable en raison de la très faible plasticité de ce matériau. La phase de retrait zéro qui suit est représentée par une droite parallèle à l'axe des abscisses et définie par

$e = e_f$ . La relation  $e-w$  serait donc pratiquement bilinéaire, avec la première partie qui suit la ligne de saturation, et une seconde partie horizontale avec un indice des vides constant ( $e_s = e_f$ ). L'intersection entre ces deux lignes définit la teneur en eau au début de la désaturation  $w_a$ . Selon cette courbe, la limite de retrait (conventionnelle)  $w_s$  est de 28,4% (Saleh Mbemba, 2016)

b) Relation  $w - \psi$

La relation entre  $w$  et  $\psi$  a été obtenue par des mesures directes de la masse des échantillons mis en cellule de pression à chaque palier de succion. Cela permet d'obtenir la masse humide correspondante  $M_{hi}$  ; le séchage au four permet d'obtenir la masse des solides,  $M_s$ . La teneur en eau massique  $w_i$  correspondant à une succion appliquée  $\psi_i$  est obtenue par la relation suivante :

$$w_i = \frac{M_{wi}}{M_s} = \frac{(M_{hi} - M_s)}{M_s} \quad (4-1)$$

La teneur en eau massique correspondant à chaque palier de succion permet ainsi de définir la relation  $w$  versus  $\psi$ , suite aux essais de rétention d'eau en cellule de pression.

c) Relation  $S_r - \psi$

La courbe  $S_r$  en fonction de  $\psi$  est aussi associée à la courbe de rétention d'eau (Aubertin et al. 1998, 2003a; Mbonimpa et al. 2006a). Cette courbe peut être obtenue à partir des mesures de changement de volume et de la teneur en eau massique lors de l'essai de rétention d'eau en cellule de pression. La relation  $S_r = w D_r$  permet de déterminer le degré de saturation  $S_r$  correspondant à chaque palier de succion appliquée (lorsque  $e$  est connu).

Pour les matériaux compressibles, la pression d'entrée d'air (AEV) devrait être déterminée (par la méthode des tangentes) à partir de la relation  $S_r - \psi$ . Cette valeur correspond à la succion à partir de laquelle l'échantillon commence à se désaturer. Dans ce cas, la valeur de la pression d'entrée d'air  $AEV \approx 45$  kPa; la succion résiduelle est proche de 1000 kPa (avec  $S_r \approx 18$  %).

On constate que l'indice de vides  $e$  diminue quand la succion augmente. Cet indice de vides devient constant quand la succion dépasse la pression d'entrée d'air (i.e  $AEV \approx 45$  kPa). La valeur finale de  $e$  dépend de sa valeur initiale dans ces essais (Saleh Mbemba, 2016).

#### d) Relation $e - \psi$

Comme nous l'avons mentionné plus haut, la courbe de retrait est usuellement représentée par la relation entre l'indice des vides  $e$  et la teneur en eau (massique)  $w$ . Cette relation est complémentaire à la courbe  $e-\psi$  qui décrit la compressibilité du matériau durant son assèchement. Cette dernière relation a été déterminée pour les résidus CM par la combinaison des relations  $w$  versus  $\psi$  (en cellule de pression) et  $e$  versus  $w$  (voir détails dans Saleh Mbemba, 2010, 2016; voir aussi Narvaez, 2013). La valeur de  $w_i$  correspondant à une succion appliquée  $\psi_i$  est déterminée à partir de la relation  $w - \psi$ . La relation  $e$  versus  $w$  permet alors de relier l'indice des vides  $e_i$  à la succion appliquée  $\psi_i$ .

### 4.3 Évaluation du coefficient de friction pour les essais de compression en colonne

Les caractéristiques générales des essais 1 à 7 menés sur les résidus saturés sont présentées au tableau 4.2 (voir plus loin). La mesure des pressions interstitielles durant les essais de compression 4 à 6 a montré que le rapport  $\frac{\Delta u}{\Delta \sigma_v}$  (i.e le rapport entre la variation des pressions interstitielles initiales en excès et l'incrément de chargement vertical mesuré par la cellule de force M43 est inférieur à 1, ce qui signifie que la contrainte verticale appliquée en surface n'est pas totalement transmise au bas de l'éprouvette. La figure 4.2 présente la variation du rapport  $\frac{\Delta u}{\Delta \sigma}$  en fonction des contraintes effectives  $\sigma'_v$  à la base pour les essais 4, 5 et 6 (menés sous des conditions saturées).

Les contraintes effectives  $\sigma'_v$  peuvent être calculées selon le concept défini par Terzaghi :

$$\sigma'_v = \sigma_v - u_w \quad (4-2)$$

où  $\sigma_v$  est la contrainte totale verticale (kPa) mesurée par la cellule de force M43;  $u_w$  sont les pressions interstitielles (kPa) mesurées par le tensiomètre T1 à la base non drainée de l'éprouvette.

Par exemple, pour l'essai 6, la valeur de  $\frac{\Delta u}{\Delta \sigma}$  diminue progressivement avec l'augmentation de la contrainte; elle passe de 1 au premier palier à 0,62 au dernier palier. Cela signifie qu'il y a mobilisation de la friction sur les parois internes de la colonne.

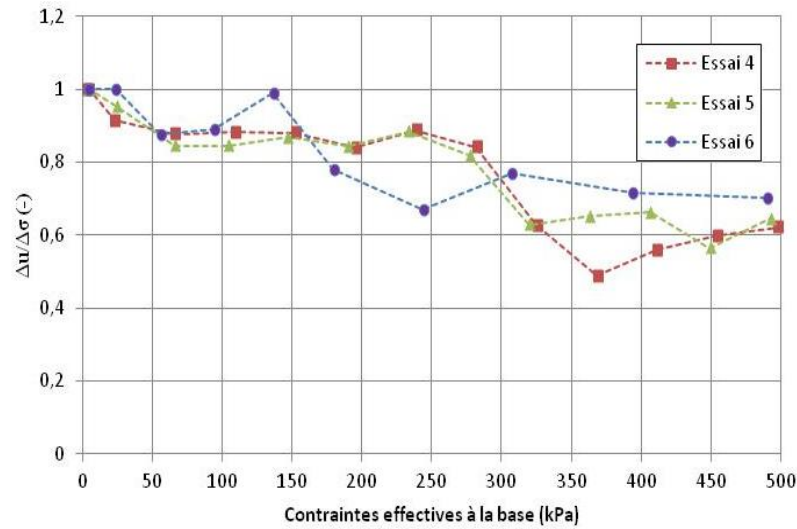


Figure 4.2: Évolution du rapport  $\Delta u/\Delta \sigma_v$  en fonction des contraintes effectives pour les essais de compression saturée 4, 5 et 6.

Un exemple de calcul des contraintes effectives et des forces de friction est présenté ici pour le palier 1 et le palier 14 de l'essai 4 :

➤ Palier 1

La variation initiale des pressions interstitielles en excès  $\Delta u$  :

$$\Delta u = u_{\max} - u_0 \quad (4-3)$$

où  $u_{\max}$  est la pression initiale maximale mesurée par le tensiomètre T1 à la base non drainée de l'éprouvette lors de l'application de l'incrément et  $u_0$  est la pression interstitielle à l'équilibre hydrostatique ( $u_0 = \gamma_w * z = 9,81 \text{ kN/m}^3 * 0,188 \text{ m} = 1,85 \text{ kPa}$ ).

On obtient  $\Delta u = 4,65 \text{ kPa} - 1,85 \text{ kPa} = 2,76 \text{ kPa}$

- La variation de l'incrément de charge verticale est :

$$\Delta \sigma_v = \sigma_{v1} - \sigma_{v0} \quad (4-4)$$

où  $\sigma_{v1}$  est la contrainte verticale finale appliquée par le piston et  $\sigma_{v0}$  est la charge initiale sur les résidus (qui est nulle). On obtient :

$$\Delta \sigma_v = 2,63 \text{ kPa} - 0 \text{ kPa} = 2,63 \text{ kPa}$$



d'où

$$\frac{\Delta u}{\Delta \sigma} = \frac{2,85 \text{ kPa}}{2,63 \text{ kPa}} = 1$$

- La contrainte effective verticale à la base (après dissipation complète des pressions interstitielles en excès) pour le palier 1 Essai 4 est :

$$\sigma'_v = \sigma_v - u_w = 2,63 \text{ kPa} - 1,85 \text{ kPa} = 0,78 \text{ kPa}$$

➤ Palier 14 :

- la variation initiale des pressions interstitielles en excès  $\Delta u$  (équation 4-3):

$$\Delta u = 28,68 \text{ kPa} - 1,85 \text{ kPa} = 26,83 \text{ kPa}$$

- L'incrément de chargement  $\Delta \sigma_v$  :

$$\Delta \sigma_v = \sigma_{v14} - \sigma_{v13} \quad (4-5)$$

où  $\sigma_{v14}$  est la charge verticale finale appliquée par le piston et  $\sigma_{v13}$  est la charge initiale sur les résidus (palier 13). On obtient :

$$\Delta \sigma_v = 495,75 \text{ kPa} - 452,56 \text{ kPa} = 43 \text{ kPa}$$

d'où

$$\frac{\Delta u}{\Delta \sigma_v} = \frac{26,83 \text{ kPa}}{43 \text{ kPa}} = 0,62$$

- La contrainte effective verticale à la base (après dissipation complète des pressions interstitielles en excès) pour le palier 14, Essai 4 est:

$$\sigma'_v = \sigma_v - u_w = 495,75 \text{ kPa} - 1,85 \text{ kPa} = 493,9 \text{ kPa}$$

Les essais 1 à 3 ont montré une valeur plus faible rapport  $\frac{\Delta u}{\Delta \sigma}$  (= 0,12) à fortes contraintes ( $\sigma'_v > 90 \text{ kPa}$ ). Cela est attribué à une sous-estimation des valeurs de pressions interstitielles mesurées par les tensiomètres Omega 50 psi (mesures de 0 à 344,5 kPa), qui étaient moins précis que ceux utilisés lors des autres essais (4, 5 et 6). Ces tensiomètres ne permettaient pas de mesurer avec précision les pressions qui varient de 2 à 30 kPa durant les 3 premiers essais.

L'essai 7 a montré aussi de faibles valeurs de  $\frac{\Delta u}{\Delta \sigma}$  ; cela pourrait être dû à un colmatage partiel des bouchons en céramique. Ces essais n'ont pas directement été pris en compte pour l'évaluation de l'angle de friction, telle que présentée dans ce qui suit (voir aussi d'autres détails aux annexes 17 à 19).

Pour analyser le phénomène et quantifier l'ampleur de l'effet de la friction sur l'état des contraintes, on peut utiliser une solution analytique présentée par Aubertin et al. (2003b) et Li et Aubertin (2009) afin d'évaluer l'état des contraintes dans des ouvertures remblayées, en tenant compte de l'effet de la friction aux parois (basée sur la théorie de Janssen 1895). Dans ce cas, l'effet de la friction transfère une partie de la contrainte verticale aux parois, suite aux déplacements du remblai (Hunt 1986). La figure 4.3 illustre les composantes utilisées pour l'analyse du problème. Une sommation des composantes des forces appliquées sur un élément (tranche) de l'éprouvette selon l'axe vertical a été effectuée sous un équilibre statique.

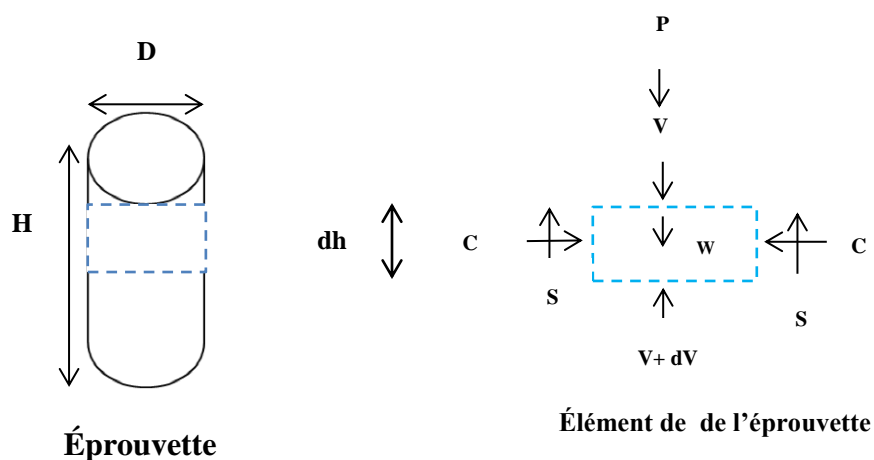


Figure 4.3 : Schématisation d'une éprouvette des résidus dans la colonne aux parois rigides, avec les composantes des forces sur élément horizontal d'épaisseur  $dh$ ;  $H$  est la hauteur de la colonne (m);  $D$  le diamètre de l'éprouvette (m);  $W$  la force due au poids propre des résidus (kN) ;  $V$  (kN) est la force verticale réelle sur l'élément due à l'effet de friction (avec  $dV$  l'accroissement dû au poids de la tranche);  $P$  la force verticale appliquée (kN) ;  $C$  la force de compression latérale (kN) le long des parois de la colonne (kN) et  $S$  la force de cisaillement au long des parois (voir aussi l'analyse présentée par Aubertin et al. 2003b, pour les ouvertures remblayées et Li et Aubertin 2009 analyse en 3D).

On peut alors écrire:

$$P + V + W = V + dV + S \quad (4-6)$$

- La force verticale P appliquée en surface, distribuée uniformément sur toute la surface de l'éprouvette (mesurée par une cellule de pression Honeywell M43 fixée en haut au-dessus du piston en plastique) peut s'écrire :

$$P = \sigma_{vp} * \pi r^2 \quad (4-7)$$

où  $\sigma_{vp}$  est la contrainte verticale appliquée par le piston (kPa); r est le rayon de l'éprouvette (m)

- La force W liée au poids propre des résidus est exprimée comme suit :

$$W = \gamma_{\text{résidus}} * H * \pi r^2 \quad (4-8)$$

où  $\gamma_{\text{résidus}}$  est le poids volumique des résidus (kN/m<sup>3</sup>); H est l'épaisseur des résidus (m).

- La force verticale V le long de l'éprouvette :

$$V = \sigma_{vr} * \pi r^2 \quad (4-9)$$

$$dV = d\sigma_{vr} * \pi r^2 \quad (4-10)$$

où  $\sigma_{vr}$  est la contrainte réelle tenant compte de l'effet de friction (kPa);  $d\sigma_{vr}$  est la variation de la contrainte verticale réelle correspondant au changement de la position pour une épaisseur de l'élément dh (kPa).

- La force de friction S développée au long de la paroi :

$$S = (\sigma_h \tan \delta) * 2\pi r dh = (\sigma_v K_0 \tan \delta) * 2\pi r dh \quad (4-11)$$

où  $\sigma_h$  est la contrainte horizontale qui agit sur la paroi;  $K_0$  est le coefficient de pression des terres au repos ( $K_0 = 1 - \sin \phi'$ );  $\delta$  est l'angle de frottement à l'interface éprouvette des résidus-parois internes de la colonne. L'équation (4-6) de l'équilibre statique des composantes des forces peut être exprimée comme suit :

$$dV = P + W - S \quad (4-12)$$

L'équation 4-12 représente la variation de la force verticale  $dV$  exprimée en fonction d'une sommation de la force verticale appliquée par le piston  $P$  et la force liée au poids propre des résidus moins la force de friction  $S$ . Cette force peut être estimée à partir de la mesure des pressions au bas de la colonne, selon l'approche décrite ci-dessous.

Lors de l'application de la charge verticale, le tensiomètre mesure instantanément la variation des pressions interstitielles initiales (en excès)  $\Delta u$ . Le rapport  $\frac{\Delta u}{\Delta \sigma_v}$  devrait être proche de 1 quand le sol est saturé, si la charge appliquée (produisant  $\Delta \sigma_v$  en surface) était aussi appliquée à la base. Mais comme on l'a vu précédemment, le rapport  $\frac{\Delta u}{\Delta \sigma_v}$  devient progressivement inférieur à 1 quand le niveau de contrainte augmente. Cela signifie que le transfert de la charge verticale vers l'éprouvette n'est pas total à cause d'une mobilisation de la friction à l'interface résidus-parois interne de la colonne. On considère que le rapport  $\frac{\Delta u}{\Delta \sigma_v}$  mesuré à l'instant initial de chaque palier (valve fermée à la base de la colonne) de chargement représente la proportion de la charge verticale appliquée qui est transférée à la phase d'eau interstitielle ; Le terme  $1 - \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_v}$  constitue la portion la contrainte non transmise au bas de l'éprouvette à cause de la friction le long de la paroi. Ce terme peut servir à définir un coefficient de friction  $\mu$ . La force de friction  $S$  le long de la paroi peut être exprimée en fonction de la force verticale  $P$  appliquée (mesurée par la cellule de force Honeywell M43 fixée en haut au-dessus du piston en plastique) et le coefficient de friction :

$$S = \left(1 - \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_v}\right) * P = \sigma_v A \tan \delta \quad (4-13)$$

où  $\sigma_v$  est la contrainte verticale appliquée (kPa);  $\delta$  est l'angle de friction à l'interface résidus-paroi interne de la colonne instrumentée.

Le coefficient de friction  $\mu$  (-) est défini par le rapport de la force de friction  $S$  (kN) sur la force verticale  $P$  mesurée (kN) comme suit (Mitchell et Soga, 2005):

$$\mu = \frac{S}{P} = \tan \delta \quad (4-14)$$

La figure 4.4 montre l'évolution de la force de friction  $S$  (mesurée) en fonction de la force verticale  $P$  mesurée pour les essais de compression sur des résidus saturés 4 à 6. Sur la base de ces résultats, l'angle de friction  $\delta$  varie ici de  $17^\circ$  à  $24,5^\circ$ . On considérera dans la suite que l'angle de friction moyen à l'interface  $\delta_m = 20^\circ$  pour tous les essais (soit environ 57% de la valeur de l'angle de friction interne  $\phi' \sim 35^\circ$  obtenue par Poncelet, 2011). Plus de détails sur le calcul de la friction sont présentés aux annexes 17 et 21.

La détermination de l'angle de friction permet de calculer la contrainte verticale réelle transmise vers l'éprouvette. L'équation 4-12 montre qu'on peut exprimer la force verticale résultante par une sommation de la force appliquée par le poids propre des résidus, plus la force verticale appliquée

via le bras de levier moins la force de friction. On peut aussi calculer la force résultante comme suit :

$$V = P + W - P * \tan \delta \quad (4-15)$$

où  $V$  est la force verticale réelle (kN);  $P$  est la force verticale appliquée (kN, mesurée par la cellule de force M43);  $W$  est la force appliquée par le poids propre des résidus (kN) et  $\delta$  est l'angle de friction ( $^\circ$ ).

La contrainte verticale réelle est alors exprimée comme suit :

$$\sigma_{vr} = \frac{V}{A} \quad (4-16)$$

où  $A$  est l'aire de l'éprouvette ( $\pi r^2$ ).

#### ❖ Calcul des contraintes avec effet de friction

On prend par exemple le cas de l'essai de compression 4 (palier 7) dans des conditions saturées. La force résultante est calculée selon l'équation 4-15 :

- Force  $P$  :  $P = \sigma_v * A$

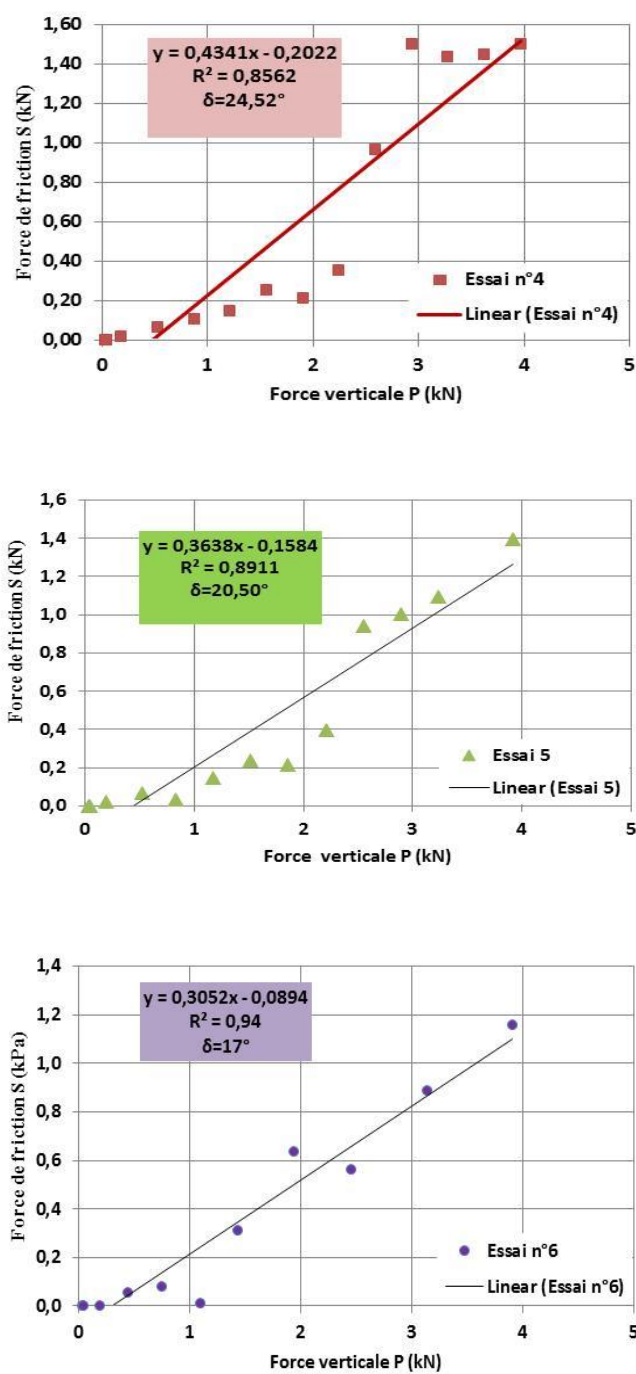


Figure 4.4 : Relation graphique qui permet l'estimation de la valeur du coefficient de friction à partir de la mesure de la variation des pressions interstitielles initiales (en excès) pour les essais de compression saturée n°4, 5 et 6.

L'aire de l'éprouvette est de  $0,00796 \text{ m}^2$  et la contrainte verticale mesurée  $\sigma_v = 195 \text{ kPa}$

$$- P = 195 \text{ kPa} * 0,00796 \text{ m}^2 = 1,552 \text{ kN};$$

- Force W au bas est le produit du poids volumique des résidus  $\gamma_{\text{résidus}}$  ( $\text{kN/m}^3$ ), la hauteur de l'éprouvette H (m) et l'aire de l'éprouvette A ( $\text{m}^2$ )

$$- W = \gamma_{\text{résidus}} * H * A = 19,82 \text{ kN/m}^3 * 0,1741 \text{ m} * 0,00796 \text{ m}^2 = 0,0276 \text{ kN}$$

- La force V :

$$V = P + W - P * \tan \delta = 1,552 + 0,0276 - 1,552 * \tan(20^\circ) = 1,0174 \text{ kN}$$

La contrainte verticale corrigée (réelle) pour l'effet de la friction pour essai 4 (palier 7) est exprimée comme suit :

$$\sigma_{vr} = \frac{V}{A} = \frac{1,0174}{0,0079} = 127,79 \text{ kPa}$$

où A est l'aire de l'éprouvette ( $\pi r^2$ ).

Afin de confirmer la validité de l'approche, on présente ici un exemple de vérification en comparant la force appliquée  $F_{\text{appliquée}}$  ainsi calculée avec la force mesurée  $F_{\text{mesurée}}$  (en tenant compte de l'effet de la friction). La force  $F_{\text{appliquée}}$  est obtenue comme suit :

$$F_{\text{appliquée}} = \sigma_{vr} * A \quad (4-17)$$

où  $\sigma_{vr}$  est la contrainte verticale calculée en tenant compte de la friction (kPa) ; A est l'air de l'éprouvette ( $\text{m}^2$ ).

Pour la force mesurée, on doit tenir compte de la force de friction, définie selon le rapport de la variation des pressions interstitielles mesurées sur l'incrément de chargement  $\Delta\sigma_{vr}$ . À partir du développement présenté plus haut, on obtient l'équation suivante :

$$F_{\text{friction}} = \left(1 - \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_{vr}}\right) * F_{\text{appliquée}} \quad (4-18)$$

La force mesurée  $F_{\text{mesurée}}$  (corrigée pour la friction) peut être exprimée comme suit :

$$F_{\text{mesurée}} = F_{\text{appliquée}} - F_{\text{friction}} \quad (4-19)$$

La figure 4.5 présente la force verticale appliquée en fonction de la force verticale mesurée pour les essais de compression 4,5 et 6 sur des résidus saturés. Le rapport  $F_{\text{appliquée}}/F_{\text{mesurée}}$  égal à l'unité pour l'essai 6. Cela suggère que la force de friction après correction devient presque nulle. Pour les essais 4 et 5, le rapport  $F_{\text{appliquée}}/F_{\text{mesurée}}$  varie de 0,97 à 1,07. Plus de détails sur le calcul de la force mesurée pour ces essais sont présentés à l'annexe 21.

#### 4.4 Résultats des essais de compression sur les résidus saturés

Dans le cadre de ce projet, des essais de compression en colonne instrumentée ont été menés sur des résidus miniers saturés, initialement à l'état lâche. Le tableau 4.2 montre les caractéristiques de chaque essai. Six échantillons ont été préparés à une teneur en eau initiale moyenne  $w_0$  d'environ 34% et un échantillon avec  $w_0 = 29,7\%$ . Ces essais ont été réalisés selon la procédure décrite à la section 3.3. Les essais 1 et 2 sont des essais préliminaires effectués avec chargement seulement. Les essais 3 à 5 ont été effectués avec un chargement, déchargement et rechargement. Les essais 6 et 7 ont été réalisés avec un chargement et un déchargement. Les résultats sont calculés et présentés en tenant compte de l'effet de friction aux différents niveaux de contrainte durant les essais. Plus de détails sur les caractéristiques déterminées lors du démontage sont présentés à l'annexe 22.

##### 4.4.1 Relation $e - \sigma'_{vr}$

La figure 4.6 présente les relations expérimentales, pour les essais préliminaires 1 et 2, entre l'indice des vides  $e$  et la contrainte verticale (réelle) appliquée  $\sigma'_{vr}$  (corrigée pour l'effet de la friction, avec  $\delta_m = 20^\circ$ ) à la base de l'éprouvette (qui est imperméable; le drainage se fait donc vers le haut durant ces essais; la valve est fermée au bas de la colonne). Les résultats sont montrés selon des échelles semi-logarithmiques ( $e - \log \sigma'_{vr}$ ) et arithmétiques ( $e - \sigma'_{vr}$ ). Les courbes montrent un comportement de compression normalement consolidée. Ces deux essais (1 et 2) mènent respectivement à un indice de compression moyen,  $C_c (= \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_{vr}})$ , égal à 0,057 et 0,12, un coefficient de compressibilité  $a_v$  de  $3,10 \cdot 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$  et  $4,44 \cdot 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$ . La différence entre ces deux valeurs pour les essais 1 et 2 est attribuée à la variation de la méthode de préparation des échantillons et à la teneur en eau initiale. L'éprouvette de l'essai 1 a été préparée à une teneur en eau  $w$  de 32 %, puis elle a été immergée sous l'eau désaérée dans une chaudière pendant 48 h



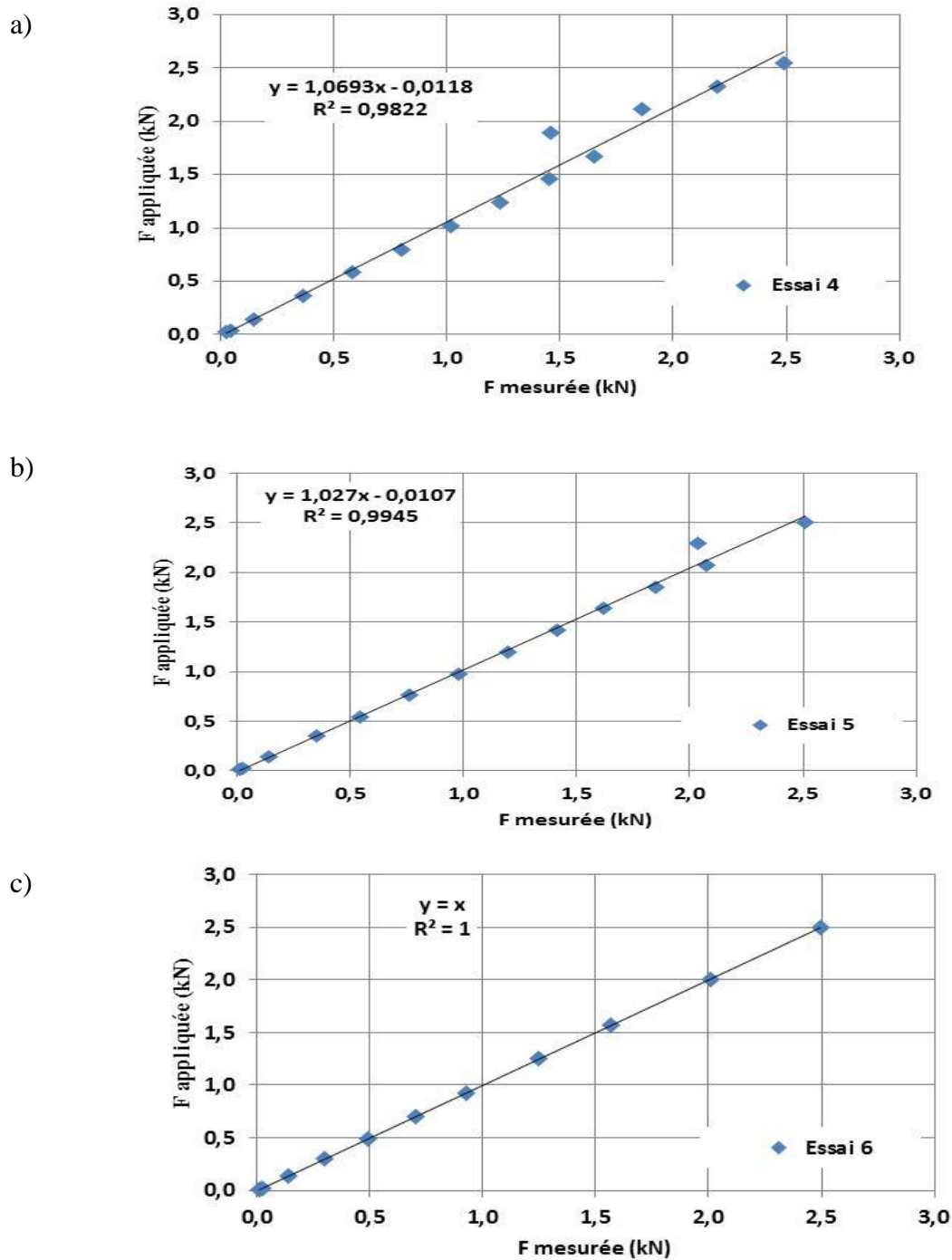


Figure 4.5 : Force verticale appliquée  $F_{\text{appliquée}}$  (kN) versus la force mesurée  $F_{\text{mesurée}}$  (kN) ; les forces sont corrigées pour l'effet de la friction; essai de compression 6 sur des résidus saturés

Tableau 4.2 : Caractéristiques générales des essais 1 à 7 menés sur des résidus saturés

Essai	w <sub>0</sub> %	Chemin de contrainte	Paliers par étape	intervalle des contraintes $\sigma_{vr}$ (kPa)	Indice des vides initial e <sub>0</sub> (-)	indice des vides final e <sub>f</sub> (-)
1	32,74	chargement	1 à 8	0-232	0,90	0,77
2	35,55	chargement	1 à 13	0-339	0,98	0,71
3	33,37	chargement	1 à 9	0-310	0,904	0,786
		déchargement	9 à 13	310-44	0,786	0,798
		rechargement	13 à 18	44-350	0,798	0,778
4	33,16	chargement	1 à 14	0-320	0,8921	0,7159
		déchargement	14 à 18	320-17	0,7159	0,7417
		rechargement	18 à 24	17-346	0,7417	0,7127
5	34,41	chargement	1 à 14	0-315	0,805	0,618
		déchargement	14 à 19	315-18	0,618	0,642
		rechargement	19 à 23	18-343	0,642	0,605
6	34,61	chargement	1 à 11	0-313	0,746	0,569
		déchargement	11 à 16	313-5	0,569	0,598
7	29,69	chargement	1 à 11	0-342	0,717	0,585
		déchargement	11 à 16	342-5	0,585	0,61

(selon la même approche que celle utilisée par L.Bolduc, 2012). L'échantillon de l'essai 2 a été préparé à une teneur en eau  $w_0$  approximative de 35 %, et le mode de saturation a été effectué selon le protocole expérimental développé par Poncelet (2012), et décrit au chapitre 3 (section 3.3).

La courbe de compression de l'essai 2 montre une diminution rapide de l'indice des vides  $e$  à faible contrainte verticale ( $\sigma'_{vr} < 25$  kPa), tel qu'observé à la figure 4.6. Cette variation marquée de l'indice des vides est liée à l'état initialement plus lâche de l'échantillon (i.e.  $w=35,55\%$ ,  $e_0=0,98$ ). La technique de saturation aurait aussi une influence sur la réponse de l'échantillon. Pour une contrainte  $\sigma'_{vr} > 25$  kPa, l'indice des vides diminue d'une façon quasi linéaire avec  $\sigma'_{vr}$  pour les essais de compression 1 et 2.

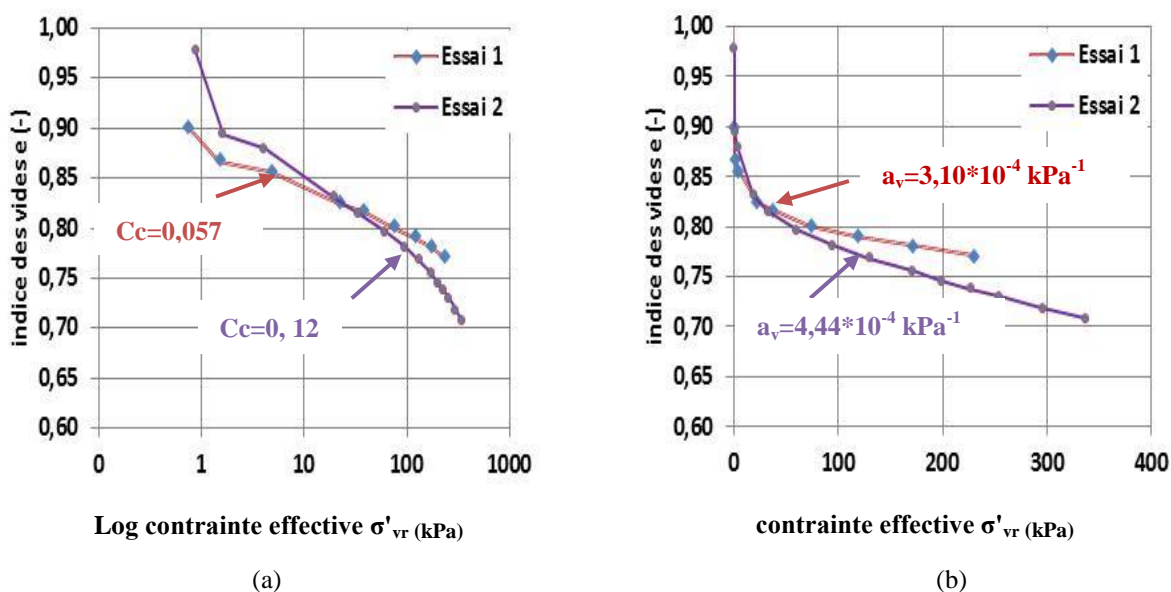


Figure 4.6 : Courbe de compression dans le plan  $e$ -log  $\sigma'_{vr}$  (a) et le plan  $e$ -  $\sigma'_{vr}$  (b) pour les essais 1 et 2 menés sur les résidus CM.

La figure 4.7 représente des courbes de compression (i.e. indice des vides  $e$  versus les contraintes verticales effectives  $\sigma'_{vr}$  à la base de l'éprouvette) selon des échelles semi-logarithmiques et arithmétiques (essais 3 à 7). Les éprouvettes des essais 3, 4, 5, 6 et 7 ont été préparées selon le protocole de Poncelet (2012). Durant le chargement initial ( $\sigma'_{vr} \leq 25$  kPa), l'indice des vides diminue rapidement avec les contraintes effectives. Pour  $\sigma'_{vr} > 25$  kPa, la relation  $e$ -log  $\sigma'_{vr}$  est linéaire. Les diverses courbes de compression vierge ont la même allure dans le plan  $e$ -log  $\sigma'_{vr}$ ; l'indice de compression moyen  $C_c = 0,097$  pour les essais 4, 5 et 6 qui avaient la même teneur en

eau initiale; cette valeur est proche de celle mesurée pour l'essai 2. L'essai 3 montre un indice de compression,  $C_c = 0,08$  dû à un déchargement accidentel effectué durant l'exécution du 3<sup>ème</sup> palier.

L'échantillon de l'essai 7 a été préparé selon une teneur en eau initiale plus faible,  $w_0 = 29,7\%$ , l'indice de compression  $C_c = 0,077$  est plus faible. Cela traduirait l'effet de la teneur en eau initiale (inférieure) sur la compressibilité des résidus miniers; cet aspect sera discuté plus loin. Le coefficient de compressibilité  $a_v$  varie dans le plan  $e - \sigma'_{vr}$  de  $9,17 \cdot 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}$  à  $3,62 \cdot 10^{-2} \text{ kPa}^{-1}$ .

#### 4.4.2 Paramètres de compressibilité pour les divers paliers de chargement

Les paramètres déterminés à chaque palier des essais de compression 1 à 7 réalisés sur les résidus miniers saturés incluent le coefficient de compressibilité  $a_v$ , le coefficient de compressibilité volumique  $m_v$ , l'indice de compression  $C_c$  (dont les valeurs moyennes ont déjà présentées plus haut) et l'indice de recompression  $C_r$ . Le coefficient de consolidation  $c_v$  sera présenté plus loin. Ces paramètres ont été évalués selon les approches décrites au chapitre 2 (section 2.2 et 2.3.2, portant sur la théorie de consolidation). Les valeurs de ces paramètres sont présentées ici pour des faibles contraintes ( $\sigma'_{vr} \leq 25 \text{ kPa}$ ) et pour des contraintes plus élevées ( $\sigma'_{vr} > 25 \text{ kPa}$ ), en phase de chargement ou déchargement; les valeurs individuelles et leurs moyennes arithmétiques sont présentées au tableau 4.3 et les détails de calculs de ces paramètres sont présentés à l'annexe 23.

##### ➤ **Chargement initial:**

Le coefficient de compressibilité  $a_v$  pour  $\sigma'_{vr} \leq 25 \text{ kPa}$  varie entre  $1,37 \cdot 10^{-3} \text{ kPa}^{-1}$  et  $1,8 \cdot 10^{-1} \text{ kPa}^{-1}$ . Ces valeurs sont légèrement supérieures à celles trouvées par L.Bolduc (2012) pour le même niveau de contrainte (i.e. entre  $8,1 \cdot 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$  et  $2,2 \cdot 10^{-2} \text{ kPa}^{-1}$ ). Cette différence est attribuée à la méthode de préparation et de saturation des échantillons (l'échantillon saturé lâche est proche d'un état de suspension avant l'application du chargement incrémental). Les échantillons saturés sous vide sont initialement plus lâches et montrent un coefficient de compressibilité plus élevé sous une faible contrainte verticale. L'indice de compression  $C_c$  varie dans un intervalle de  $2,10 \cdot 10^{-2}$  à  $5,62 \cdot 10^{-1}$ ; les valeurs de  $C_c$  obtenues par L.Bolduc (2012) varient entre  $3,5 \cdot 10^{-2}$  et  $3,4 \cdot 10^{-1}$ . Bussière (2007) a compilé des valeurs de  $C_c$  comprises entre 0,05 et 0,13 pour ce type de résidus (ML).

Le coefficient de compressibilité  $a_v$  pour  $\sigma'_{vr} > 25 \text{ kPa}$  varie de  $9,17 \cdot 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}$  à  $1,6 \cdot 10^{-3} \text{ kPa}^{-1}$ . Ces valeurs sont incluses dans l'intervalle des valeurs de  $a_v$  mesurées par L. Bolduc (2012) (i.e

$8,9 \cdot 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}$  et  $1,1 \cdot 10^{-3} \text{ kPa}^{-1}$  (pour le même niveau de contrainte). L'indice de compression  $C_c$  varie de 0,035 et 0,18; L. Bolduc (2012) et Bussière (2007) ont rapportés des valeurs de  $C_c$  qui varient respectivement dans les intervalles 0,035- 0,11 et 0,05-0,3.

En général, les valeurs des paramètres de compressibilités obtenues de ces essais sur les résidus CM (Osisko) sont un peu plus élevées que celles obtenues par Bolduc (2012) sur le même matériau. Cette différence serait due à la méthode de saturation des éprouvettes et à l'indice des vides initial.

#### ➤ **Déchargement**

L'indice de recompression  $C_r$  des résidus miniers a été mesuré dans des conditions saturées sur les courbes  $e\text{-log } \sigma'_{vr}$  montrées à la figure 4.7. La valeur moyenne de ce paramètre varie entre 0,013 et 0,024. Ces valeurs sont incluses dans l'intervalle des résultats rapportés par Bussière (2007) (i.e. entre 0,03 et 0,003). A noter que l'effet de friction peut réduire la déformation en déchargement, ce qui pourrait mener à un indice  $C_r$  plus faible.

#### ➤ **Rechargement :**

L'application des différents paliers de rechargement, après déchargement, engendre une compression des éprouvettes déjà consolidées. L'indice de compression est alors plus faible qu'à l'état initial (vierge, ou normalement consolidé), soit de l'ordre de 0,035 à 0,043. Ces valeurs sont un peu supérieures à celle de l'indice de recompression  $C_r$ .

La figure 4.8 présente l'indice des vides en fonction des contraintes effectives à la base au chargement, au déchargement et au rechargement sous des échelles semi-logarithmiques et arithmétiques pour les essais de compression 3 à 5. On voit que lors de l'application du dernier palier de rechargement ( $\sigma'_{vr} = 346 \text{ kPa}$ ), la courbe  $e\text{-log } \sigma'_{vr}$  rejoint la ligne de compression vierge (normalement consolidée).

### **4.4.3 Coefficient de consolidation $c_v$**

Le coefficient de consolidation  $c_v$  a été évalué à partir des résultats d'essai, selon la méthode de Casagrande (1938) et la méthode de Taylor (1948) (voir section 2.3.2), en utilisant respectivement la courbe de tassement (mm) en fonction du logarithme du temps ( $\log t$ ) et la courbe de la racine carrée du temps ( $\sqrt{t}$ ), tel que illustré aux figures 4.9 à 4.11. Ces figures montrent les courbes déterminées selon les techniques de Casagrande et Taylor pour l'essai 2.

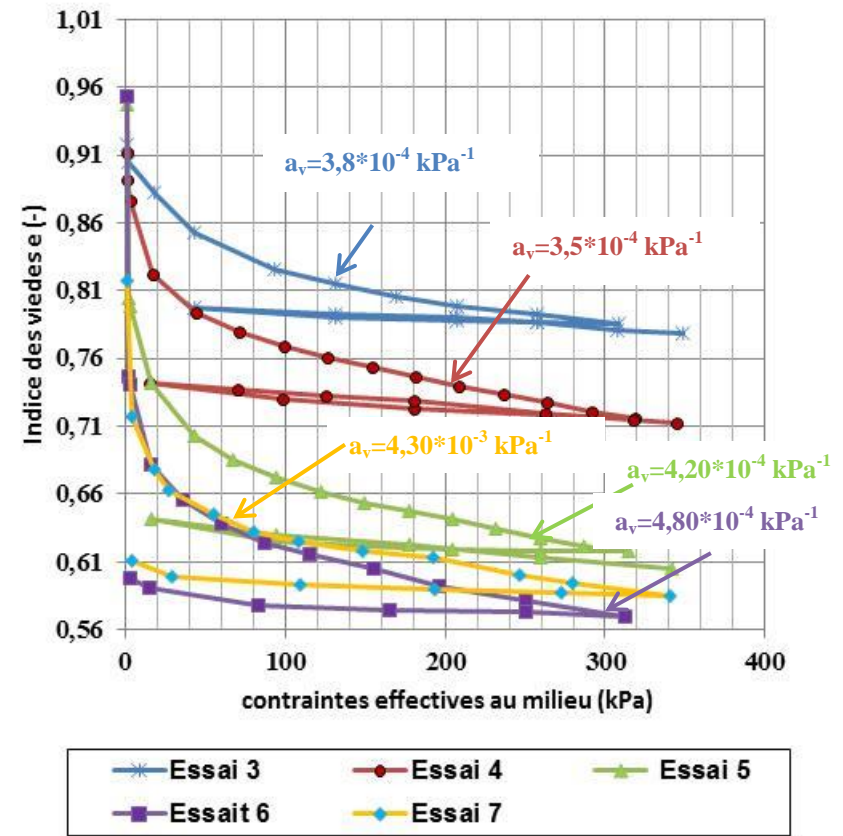
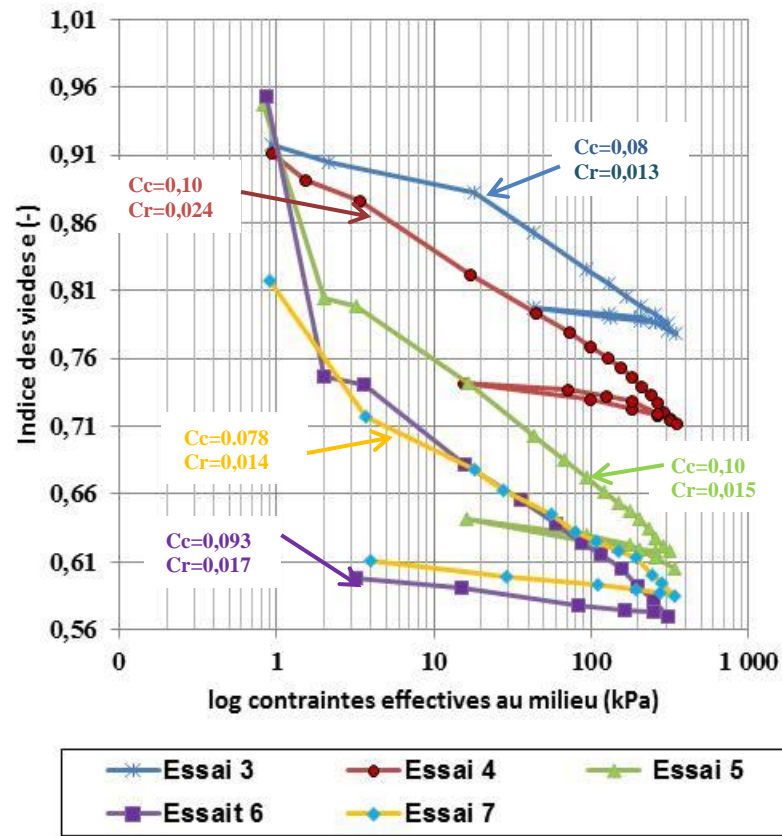


Figure 4.7 : Courbes de compression sur les résidus CM saturés dans le plan  $e$ - $\log \sigma'_v$  (a) et dans le plan  $e$  -  $\sigma'_v$  (b) pour les essais 3 à 7

Tableau 4.3: Valeurs des paramètres de compressibilité des résidus miniers saturés obtenus des 7 essais de compression en colonne

Essai	Intervalle des contraintes verticales $\sigma'_{vr}$ (kPa)	$e_0$	$e_r$	Coefficient de compressibilité $a_v$ (kPa <sup>-1</sup> )	Coefficient de changement de volume $m_v$ (kPa <sup>-1</sup> )	Indices de compression $C_c$ (-)	Indice de recompression $C_r$ (-)
1	1,5 - 25	0,90	0,82	$1,8*10^{-03}$ - $4,5*10^{-2}$	$9,6*10^{-04}$ - $2,1*10^{-2}$	0,02 - 0,111	-----
	25 - 230	0,86	0,77	$1,6*10^{-4}$ - $5,4*10^{-4}$	$9,4*10^{-5}$ - $2,9*10^{-4}$	0,036 - 0,077	-----
2	2 - 25	0,98	0,83	$3,1*10^{-03}$ - $1,1*10^{-01}$	$1,6*10^{-3}$ - $5,7*10^{-2}$	0,036 - 0,315	-----
	25 - 338	0,83	0,71	$2,5*10^{-4}$ - $1,1*10^{-3}$	$1,4*10^{-4}$ - $6,4*10^{-4}$	0,07 - 0,184	-----
3	2 - 25	0,91	0,88	$1,3*10^{-3}$ - $1,1*10^{-2}$	$7,2*10^{-04}$ - $5,7*10^{-03}$	0,023 - 0,037	0,0068 - 0,0159
	25 - 308	0,88	0,77	$1,0*10^{-04}$ - $1,1*10^{-03}$	$5,8*10^{-05}$ - $6,2*10^{-04}$	0,056 - 0,092	
4	2 - 25	0,89	0,82	$4,1*10^{-03}$ - $3,3*10^{-02}$	$2,1*10^{-03}$ - $1,7*10^{-02}$	0,0438 - 0,093	0,014 - 0,028
	25 - 319	0,82	0,71	$1,7*10^{-04}$ - $1,0*10^{-03}$	$1,0*10^{-04}$ - $5,6*10^{-04}$	0,066 - 0,162	
	25 - 341	0,68	0,61	$9,1*10^{-05}$ - $1,6*10^{-03}$	$5,6*10^{-05}$ - $9,5*10^{-04}$	0,035 - 0,12	

Tableau 4.3: Valeurs des paramètres de compressibilité des résidus miniers saturés obtenus des 7 essais de compression en colonne (suite)

Essai	Intervalle des contraintes verticales $\sigma'_{vr}$ (kPa)	$e_0$	$e_f$	Coefficient de compressibilité $a_v$ (kPa <sup>-1</sup> )	Coefficient de changement de volume $m_v$ (kPa <sup>-1</sup> )	Indices de compression $C_c$ (-)	Indice de recompression $C_r$ (-)
5	2 - 25	0,94	0,74	$4,2*10^{-03}$ - $1,2*10^{-01}$	$2,3*10^{-03}$ - $6,2*10^{-02}$	0,03 - 0,371	0,009-0,0216
	25 - 314	0,74	0,60	$1,4*10^{-04}$ - $1,4*10^{-03}$	$9,1*10^{-05}$ - $8,4*10^{-04}$	0,087 - 0,157	
6	2 - 25	0,95	0,68	$3,8*10^{-03}$ - $1,8*10^{-01}$	$2,1*10^{-03}$ - $9,2*10^{-02}$	0,024 - 0,56	0,0078- 0,0358
	25 - 312	0,68	0,59	$1,9*10^{-04}$ - $1,3*10^{-03}$	$1,2*10^{-04}$ - $7,7*10^{-04}$	0,073 - 0,129	
7	4 - 25	0,82	0,68	$2,6*10^{-03}$ - $3,6*10^{-02}$	$1,5*10^{-03}$ - $1,9*10^{-02}$	0,056 - 0,166	0,01- 0,0212
	25 - 341	0,68	0,61	$9,17*10^{-05}$ - $1,6*10^{-03}$	$5,67*10^{-05}$ - $9,51*10^{-04}$		



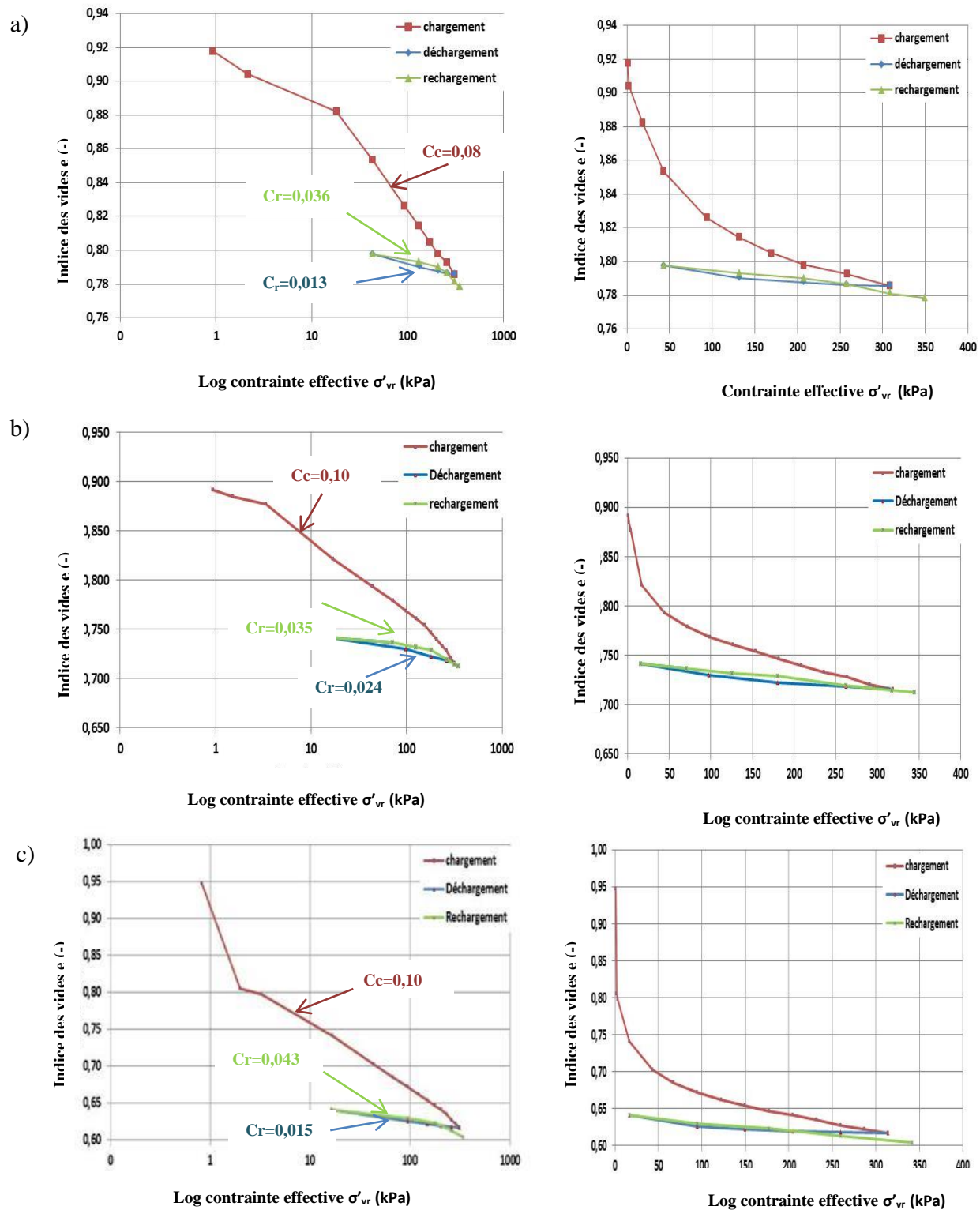


Figure 4.8: Courbes de compression dans le plan  $e$ - $\log \sigma'_v$  et  $e$ - $\sigma'_v$  pour les essais 3(a), 4 (b) et 5 (c) qui comportent un déchargement et un rechargement.

Les courbes de tassements obtenues des autres essais (i.e n°1, 3, 4, 5, 6, et 7) sont présentées en détail aux annexes 24 à 29.

L'évaluation du coefficient de consolidation est menée selon les approches suivantes :

▪ **Méthode de Casagrande :**

La figure 4.9 présente la méthode graphique de Casagrande appliquée à une courbe de tassement en fonction du  $\log t$  pour le palier 1 de l'essai 2. La détermination de  $t_{50}$ , et le tassement  $S_{50}$  permet de calculer le coefficient  $c_v$  correspondant à  $U=50\%$  de la consolidation primaire de l'éprouvette selon l'équation (2-12).

$S_{50}$  est la moitié de la distance entre  $S_0$  et  $S_{100}$ ;  $S_0$  est la lecture micrométrique initiale avant le début de la consolidation, déterminée par la moyenne arithmétique des lectures  $\Delta s_{12}$ ,  $\Delta s_{23}$  et  $\Delta s_{34}$ . Ces variations sont définies par la différence des déplacements mesurés par le LVDT T50 entre deux temps ( $t_i$  et  $t_{i+1}$ ). Le temps  $t_{i+1}$  devrait être égal à 4 fois le temps  $t_i$  (Casagrande, 1938, tel que décrit à la section 2.3.2). Par exemple  $\Delta s_{12}$  est exprimée comme suit :

$$\Delta s_{12} = S_2 - S_1 \quad (4-20)$$

Où  $S_1$  et  $S_2$  sont les déplacements mesurés respectivement par le LVDT T50 aux temps  $t_1$  et  $t_2$ . Le temps  $t_2 = 4 t_1$ .  $S_{100}$  est la lecture micrométrique correspondant à la fin de la compression primaire. Le tableau 4.4 montre un exemple de lectures graphiques pour le premier palier de l'essai 2 aux différents temps sélectionnés ( $t_1$ ,  $t_2=4t_1$ ,  $t_3=4t_2$  et  $t_4=4t_3$ )

Tableau 4.4: Valeurs des déplacements pour l'essai 2, palier 1

	$t_1=1 \text{ sec}$	$t_2 = 4t_1$ $= 4 \text{ sec}$	$t_3 = 4t_2 = 16 \text{ sec}$	$t_4 = 4t_3 = 64 \text{ sec}$
S (mm)	0	0,1758	0,2867	0,6254
$S_0$ (mm)		-0,1758	0,0649	-0,052

La valeur de  $S_0$  est calculée à partir de la moyenne arithmétique (en référence à la méthode de Casagrande 1938), soit :

$$S_0 = \frac{(-0,1758 + 0,0649 + -0,052)\text{mm}}{3} = -0,055 \text{ mm}$$

La valeur moyenne obtenue de  $S_0$  est de -0,055 mm. La lecture  $S_{100}$  est approximativement le point d'intersection des deux tangentes pour le deuxième point d'inflexion de la courbe de déformation, correspondant à la fin de la compression primaire ( $U=100\%$ ). La valeur de  $S_{100}$  est ici de 6,85 mm. Le tassement  $S_{50}$  est donc de 3,45 mm et le temps  $t_{50} = 2500$  s (voir figure 4.9)

- Hauteur de drainage à 50% de la consolidation est exprimée comme suit (Bowles, 1992) :

$$H_{dr} = H_0 - S_{50} = 18,5 - (3,52 * 0,1) = 18,14 \text{ cm} \quad (4-21)$$

où  $H_0$  est la hauteur initiale de l'éprouvette.

Le facteur temps  $T_{50}$  correspondant à un rapport de consolidation moyenne de 50%, est obtenu comme suit (Casagrande 1938; Taylor 1948):

$$T_{50} = \frac{\pi}{4} \left( \frac{U}{100} \right)^2 = \frac{\pi}{4} \left( \frac{50}{100} \right)^2 = 0,1965$$

avec  $H_{dr} = 18,14$  cm (déduite de l'équation 4-22) et le facteur temps  $T_{50} = 0,197$  on peut calculer le  $c_v$  (équation 2-12):

$$c_v = \frac{0,197 * (18,14)^2}{2500} = 0,0259 \text{ cm}^2/\text{s}$$

Rappelons ici que le drainage se fait vers le haut et que la valve est fermée en bas de la colonne durant les essais de compression 1 à 7.

#### ▪ Méthode de Taylor :

Le coefficient  $c_v$  est aussi évalué selon la méthode de Taylor, tel que montré à la figure 4.10. La détermination de  $t_{90}$  et le tassement  $S_{90}$  ont été utilisés pour le calcul de  $c_v$  à  $U = 90\%$  de la consolidation primaire. Cette figure présente la courbe de tassement en fonction de la racine carrée du temps. La droite discontinue est superposée sur la courbe inclinée et coupe l'axe des ordonnées à la valeur  $S_0$  (i.e le tassement initial enregistré avant le début de la compression primaire  $U\%=0$ ). On trace une deuxième droite dont les abscisses sont égales 1,15 fois l'abscisse de la première droite. Le point d'intersection de cette deuxième droite et de la courbe de tassement définit le  $S_{90}$  qui correspond à 6,78 mm.

- Hauteur de drainage à 90% de la consolidation est exprimée comme suit (Bowles, 1992) :

$$H_{dr} = H_0 - S_{90} \quad (4-22)$$

Avec  $H_0$  est la hauteur initiale de l'éprouvette

$$H_{dr} = 18,5 - (6,78 * 0,1) = 17,83 \text{ cm}$$

Le facteur temps  $T_{90}$  correspondant à un rapport de consolidation moyenne de 90%, est obtenu comme suit (Casagrande 1938; Taylor 1948) :

$$T_{90} = 1,781 - 0,933 \log(100 - U) = 1,781 - 0,933 \log(100 - 90) = 0,848$$

avec une hauteur de drainage  $H_{dr} = 17,83 \text{ cm}$  (déduite de l'équation 4-23) et le facteur temps  $T_{90}=0,848$  et  $t_{90} = 12269 \text{ s}$ , on obtient donc le  $c_v$  (équation 2-13) :

$$c_v = \frac{0,848 * (17,83)^2}{12269} = 0,022 \text{ cm}^2/\text{s}$$

Le tableau 4.5 présente les valeurs individuelles (par palier) de  $c_v$  ( $\text{cm}^2/\text{s}$ ) pour les essais de compression 1 à 7, obtenues à partir des équations 2-12 et 2-13

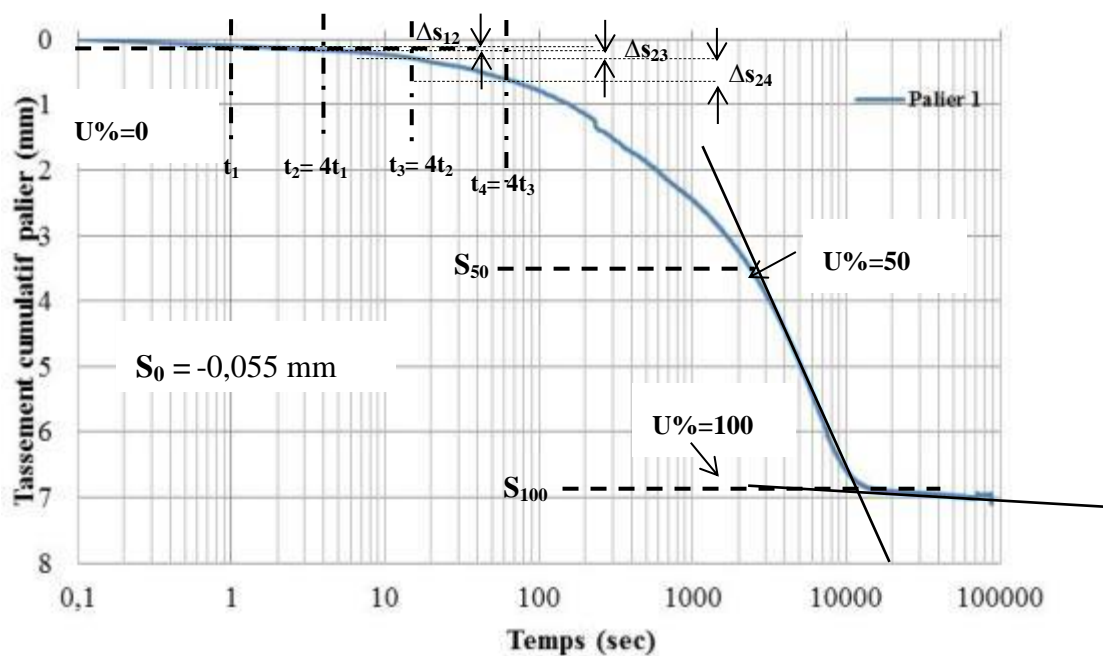


Figure 4.9 : Méthode de Casagrande appliquée au palier 1 de l'essai 2 ( $t_{50} = 2500 \text{ sec}$ )

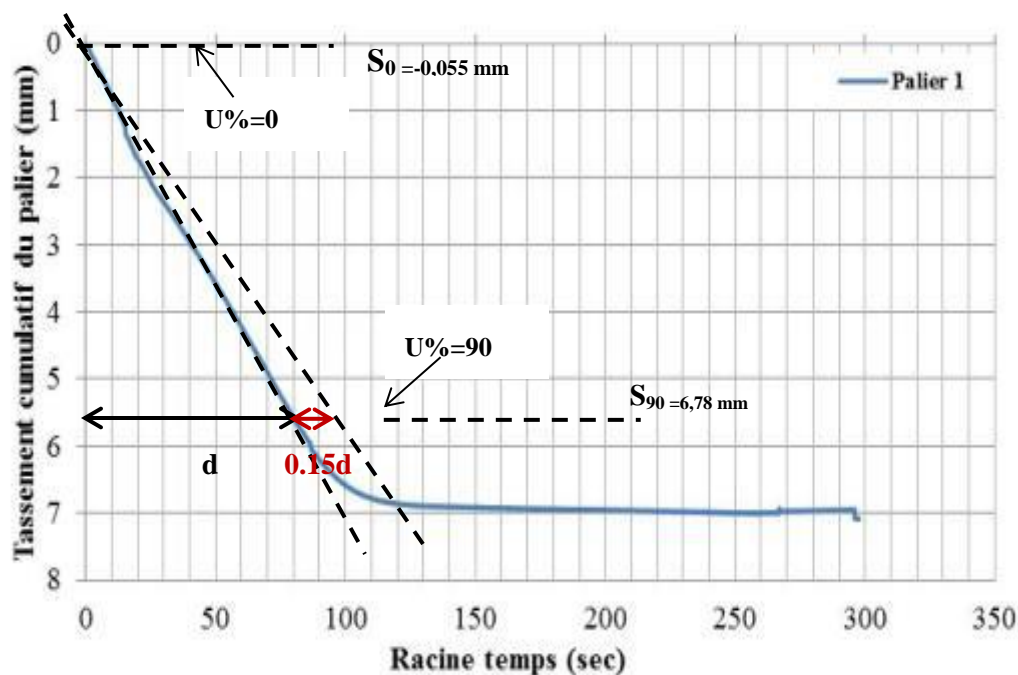


Figure 4.10 : Méthode de Taylor appliquée au palier 1 de l'essai 2 ( $t_{90} = 12100$  sec)

Les valeurs de la conductivité hydraulique saturée a été estimée selon la relation entre le coefficient  $c_v$  et le coefficient de changement de volume  $m_v (= \frac{a_v}{1+e_0})$  (Holtz et Kovacs, 1991):

$$k_{sat} = \frac{\gamma_w a_v}{1 + e_0} c_v \quad (4-23)$$

Les valeurs du coefficient de consolidation  $c_v$  montrées aux tableaux 4.5 varient de  $0,02 \text{ cm}^2/\text{s}$  jusqu'à  $6,6 \text{ cm}^2/\text{s}$  pour un intervalle d'indice des vides de 0,58 (final) et 0,98 (initial). Ces valeurs sont majoritairement supérieures aux celles compilées par Bussière (2007), qui a répertorié des valeurs de  $c_v$  variant entre  $4,3 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$  et  $2,6 \cdot 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$  pour un intervalle d'indice des vides allant de 0,5 à 1,6. Aubertin et al. (1996) ont rapporté des valeurs de  $c_v$  allant de  $5 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$  et  $2,8 \cdot 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$  pour un intervalle d'indice des vides de 0,56-0,8 (final-initial), pour des résidus miniers de type ML (i.e. des silts inorganiques peu plastiques).

Les valeurs de  $c_v$  sont influencées par le niveau de contrainte appliqué. Si on prend l'intervalle de contrainte  $\sigma'_{vr} \leq 25 \text{ kPa}$ , la valeur moyenne de  $c_v$  pour tous les essais, tel que présenté au tableau 4.6 varie de  $0,11 \text{ cm}^2/\text{s}$  à  $1,58 \text{ cm}^2/\text{s}$ . Pour  $\sigma'_{vr} > 25 \text{ kPa}$ ,  $c_v$  est entre  $0,27 \text{ cm}^2/\text{s}$  et  $2,78 \text{ cm}^2/\text{s}$ . On constate que les valeurs de  $c_v$  sont plus élevées (pour les deux approches de Casagrande 1938 et Taylor 1948) à forte contrainte à cause des plus faibles valeurs obtenues du coefficient  $a_v$  qui varie entre  $9,10 \cdot 10^{-5}$  et  $1,30 \cdot 10^{-3} \text{ kPa}^{-1}$ .

Les valeurs relativement faibles de  $c_v$  indiquent que le processus de dissipation des surpressions interstitielles au cours de la consolidation est assez lent. La valeur moyenne de  $c_v$  obtenue selon la méthode de Taylor ( $0,3 \text{ cm}^2/\text{s}$ ) est plus élevée que celle obtenue par la méthode de Casagrande ( $0,2 \text{ cm}^2/\text{s}$ ) pour les essais de compression 1 à 7. L'écart entre les valeurs de  $c_v$  pourrait être expliqué par les hypothèses de chaque méthode ainsi que par certaines ambiguïtés sur la fin de la compression primaire.

Le tableau récapitulatif 4.6 montre aussi que les valeurs de la conductivité hydraulique saturée moyenne obtenues à partir de  $c_v$  de Casagrande et  $c_v$  de Taylor, sous un niveau de contrainte  $\sigma'_{vr} \leq 25 \text{ kPa}$  sont respectivement de l'ordre de  $1,0 \cdot 10^{-04} \text{ cm/s}$  et  $1,1 \cdot 10^{-04} \text{ cm/s}$  pour un intervalle d'indice des vides 0,98-0,68 (initial-final).

Pour des contraintes  $\sigma'_{vr} > 25 \text{ kPa}$ , les valeurs moyennes de  $k_{sat}$  selon le  $c_v$  de Casagrande et  $c_v$  de Taylor sont respectivement de  $2,0 \cdot 10^{-05} \text{ cm/s}$  et  $2,9 \cdot 10^{-05} \text{ cm/s}$  pour un indice des vides de 0,88 (initial) à 0,60 (final). Ces résultats sont assez proches à ceux obtenus par L. Bolduc (2012) qui a rapporté une valeur de la conductivité hydraulique moyenne calculée à partir de la valeur  $c_v$  selon Casagrande et Taylor de  $1,8 \cdot 10^{-5} \text{ cm/s}$  et  $3,0 \cdot 10^{-5} \text{ cm/s}$ , respectivement sur le même matériau étudié ici.

Les valeurs de  $k_{sat}$  dans l'intervalle  $\sigma'_{vr} \leq 25 \text{ kPa}$  sont élevées par rapport à celles estimées pour le niveau de contrainte  $\sigma'_{vr} > 25 \text{ kPa}$ . Cela est attribué à des valeurs élevées du coefficient  $a_v$  (i.e varie de l'ordre de  $10^{-3}$  et  $10^{-1} \text{ kPa}^{-1}$ ) et des valeurs plus faibles de  $c_v$  (i.e varie de l'ordre de 0,02 à  $0,4 \text{ cm}^2/\text{s}$ ).

Les résultats obtenus de  $k_{sat}$  à partir de  $c_v$  de Casagrande et Taylor seront comparés avec les modèles prédictifs et discutés plus loin au chapitre 6.

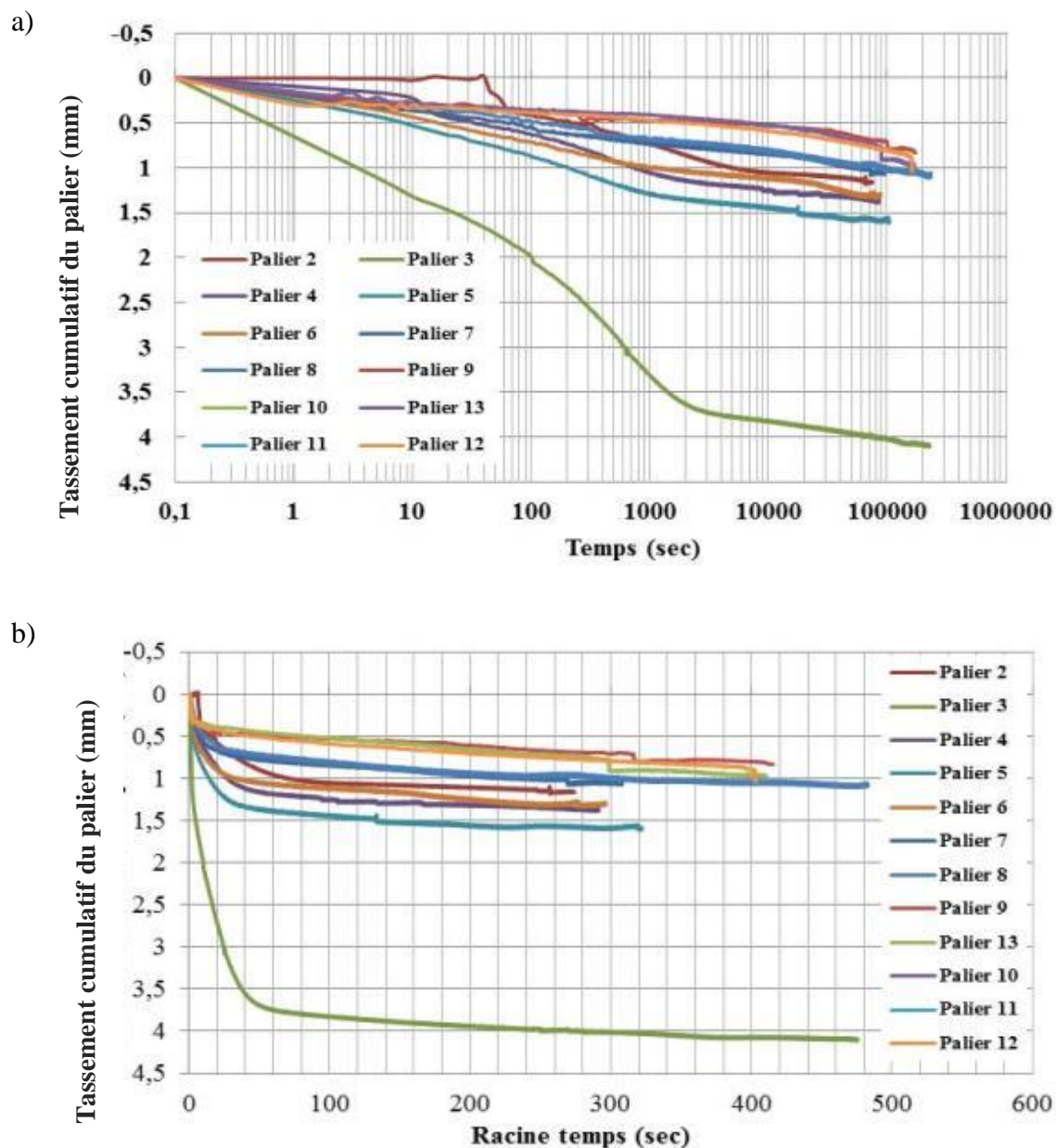


Figure 4.11 : Courbes de tassement de l'éprouvette (mm) en fonction du log du temps (a) et de la racine du temps (b) pour chaque palier de chargement de l'essai 2; les courbes sont utilisées pour évaluer la valeur de  $c_v$ , selon les techniques de (a) Casagrande (b) Taylor (du palier 2 au palier 12)

Tableau 4.5: Paramètres liés à la vitesse de consolidation des résidus saturés pour les essais de compression 1 à 7

**Essai 1**

Palier	Contrainte effective $\sigma'_{vr}$ (kPa)	Indice des vides $e$ (-)	$c_v$ Casagrande (cm <sup>2</sup> /s)	$c_v$ Taylor (cm <sup>2</sup> /s)	$k_{sat}$ Casagrande (cm/s)	$k_{sat}$ Taylor (cm/s)
initial	0,75	0,90	-----	-----	-----	-----
1	1,50	0,87	0,19	0,21	$4,31 \cdot 10^{-04}$	$4,78 \cdot 10^{-04}$
2	5	0,86	0,37	0,40	$6,17 \cdot 10^{-05}$	$6,71 \cdot 10^{-05}$
3	22	0,82	1,85	4,14	$1,76 \cdot 10^{-04}$	$3,93 \cdot 10^{-04}$
4	37	0,82	1,37	2,10	$3,99 \cdot 10^{-05}$	$6,10 \cdot 10^{-05}$
5	74	0,80	2,77	6,66	$6,54 \cdot 10^{-05}$	$1,57 \cdot 10^{-04}$
6	118	0,79	1,16	0,65	$1,37 \cdot 10^{-05}$	$7,68 \cdot 10^{-06}$
7	170	0,78	1,53	0,61	$1,58 \cdot 10^{-05}$	$6,28 \cdot 10^{-06}$
8	230	0,77	6,06	3,89	$5,62 \cdot 10^{-05}$	$3,61 \cdot 10^{-05}$



## Essai 2

Palier	Contrainte effective $\sigma'_{vr}$ (kPa)	Indice des vides e (-)	$c_v$ Casagrande (cm <sup>2</sup> /s)	$c_v$ Taylor (cm <sup>2</sup> /s)	$k_{sat}$ Casagrande (cm/s)	$k_{sat}$ Taylor (cm/s)
initial	0,87	0,98	-----	-----	-----	-----
1	2	0,89	0,03	0,02	$1,46 \cdot 10^{-04}$	$1,2 \cdot 10^{-04}$
2	4	0,88	0,07	0,13	$2,26 \cdot 10^{-05}$	$3,9 \cdot 10^{-05}$
3	19	0,83	0,24	0,40	$3,94 \cdot 10^{-05}$	$6,6 \cdot 10^{-05}$
4	33	0,81	0,22	0,30	$1,39 \cdot 10^{-05}$	$1,91 \cdot 10^{-05}$
5	61	0,80	0,53	0,83	$1,95 \cdot 10^{-05}$	$3,07 \cdot 10^{-05}$
6	95	0,78	0,44	0,81	$1,05 \cdot 10^{-05}$	$1,95 \cdot 10^{-05}$
7	130	0,77	0,48	1,06	$9,64 \cdot 10^{-06}$	$2,11 \cdot 10^{-05}$
8	172	0,76	0,55	0,53	$9,24 \cdot 10^{-06}$	$8,94 \cdot 10^{-06}$
9	199	0,75	0,66	1,16	$1,36 \cdot 10^{-05}$	$2,39 \cdot 10^{-05}$
10	227	0,74	0,94	1,25	$1,53 \cdot 10^{-05}$	$2,03 \cdot 10^{-05}$
11	255	0,73	0,97	1,31	$1,41 \cdot 10^{-05}$	$1,90 \cdot 10^{-05}$
12	296	0,72	0,94	1,30	$1,55 \cdot 10^{-05}$	$2,14 \cdot 10^{-05}$
13	338	0,71	0,95	1,38	$1,37 \cdot 10^{-05}$	$1,99 \cdot 10^{-05}$

## Essai 3

Palier	Contrainte effective $\sigma'_{vr}$ (kPa)	Indice des vides e (-)	$c_v$ Casagrande (cm <sup>2</sup> /s)	$c_v$ Taylor (cm <sup>2</sup> /s)	$k_{sat}$ Casagrande (cm/s)	$k_{sat}$ Taylor (cm/s)
initial	0,92	0,918	-----	-----	-----	-----
1	2	0,904	0,03	0,05	$1,59 \cdot 10^{-05}$	$2,90 \cdot 10^{-05}$
2	18	0,882	0,20	0,17	$1,40 \cdot 10^{-05}$	$1,20 \cdot 10^{-05}$
3	43	0,853	2,38	3,98	$1,44 \cdot 10^{-04}$	$2,4 \cdot 10^{-04}$
4	93	0,826	1,44	2,95	$4,09 \cdot 10^{-05}$	$8,38 \cdot 10^{-05}$
5	131	0,815	0,49	1,53	$8,06 \cdot 10^{-06}$	$2,51 \cdot 10^{-05}$
6	169	0,805	0,78	2,32	$1,04 \cdot 10^{-05}$	$3,07 \cdot 10^{-05}$
7	207	0,798	1,65	1,19	$1,69 \cdot 10^{-05}$	$1,21 \cdot 10^{-05}$
8	258	0,793	2,18	2,82	$1,25 \cdot 10^{-05}$	$1,62 \cdot 10^{-05}$
9	308	0,786	3,25	4,08	$2,53 \cdot 10^{-05}$	$3,17 \cdot 10^{-05}$

## Essai 4

Palier	Contrainte effective $\sigma'_{vr}$ (kPa)	Indice des vides $e$ (-)	$c_v$ Casagrande (cm <sup>2</sup> /s)	$c_v$ Taylor (cm <sup>2</sup> /s)	$k_{sat}$ Casagrande (cm/s)	$k_{sat}$ Taylor (cm/s)
initial	0,93	0,912	-----	-----	-----	-----
1	2	0,892	0,14	0,19	$2,42 \cdot 10^{-04}$	$3,2 \cdot 10^{-04}$
2	3	0,877	0,02	0,03	$8,15 \cdot 10^{-06}$	$1,4 \cdot 10^{-05}$
3	16	0,822	0,33	0,19	$7,13 \cdot 10^{-05}$	$4,2 \cdot 10^{-05}$
4	44	0,794	0,80	0,68	$4,37 \cdot 10^{-05}$	$3,73 \cdot 10^{-05}$
5	71	0,779	0,48	0,67	$1,37 \cdot 10^{-05}$	$1,91 \cdot 10^{-05}$
6	99	0,769	0,46	0,50	$1,00 \cdot 10^{-05}$	$1,10 \cdot 10^{-05}$
7	126	0,760	0,61	0,50	$9,93 \cdot 10^{-06}$	$8,25 \cdot 10^{-06}$
8	153	0,754	0,85	0,45	$1,12 \cdot 10^{-05}$	$5,90 \cdot 10^{-06}$
9	181	0,746	0,70	1,07	$1,07 \cdot 10^{-05}$	$1,64 \cdot 10^{-05}$
10	208	0,739	1,17	2,54	$1,72 \cdot 10^{-05}$	$3,72 \cdot 10^{-05}$
11	236	0,733	0,73	1,75	$8,90 \cdot 10^{-06}$	$2,14 \cdot 10^{-05}$
12	263	0,728	0,83	1,60	$9,52 \cdot 10^{-06}$	$1,84 \cdot 10^{-05}$
13	291	0,721	2,87	2,12	$4,13 \cdot 10^{-05}$	$3,05 \cdot 10^{-05}$
14	318	0,716	3,41	4,39	$3,43 \cdot 10^{-05}$	$4,42 \cdot 10^{-05}$

## Essai 5

Palier	Contrainte effective $\sigma'_{vr}$ (kPa)	Indice des vides e (-)	$c_v$ Casagrande (cm <sup>2</sup> /s)	$c_v$ Taylor (cm <sup>2</sup> /s)	$k_{sat}$ Casagrande (cm/s)	$k_{sat}$ Taylor (cm/s)
initial	0,82	0,947	-----	-----	-----	-----
1	2	0,805	0,03	0,02	$1,91 \cdot 10^{-04}$	$1,5 \cdot 10^{-04}$
2	3	0,798	0,64	0,25	$1,78 \cdot 10^{-04}$	$7,10 \cdot 10^{-05}$
3	17	0,742	0,18	0,16	$4,23 \cdot 10^{-05}$	$3,70 \cdot 10^{-05}$
4	43	0,703	0,55	0,56	$4,53 \cdot 10^{-05}$	$4,57 \cdot 10^{-05}$
5	67	0,685	0,60	0,54	$2,54 \cdot 10^{-05}$	$2,31 \cdot 10^{-05}$
6	95	0,672	0,62	1,15	$1,70 \cdot 10^{-05}$	$3,16 \cdot 10^{-05}$
7	122	0,662	0,63	0,88	$1,37 \cdot 10^{-05}$	$1,93 \cdot 10^{-05}$
8	149	0,654	0,28	0,64	$4,75 \cdot 10^{-06}$	$1,07 \cdot 10^{-05}$
9	177	0,647	0,64	0,52	$9,41 \cdot 10^{-06}$	$7,63 \cdot 10^{-06}$
10	204	0,641	0,68	0,80	$8,52 \cdot 10^{-06}$	$1,01 \cdot 10^{-05}$
11	232	0,635	1,33	2,04	$1,81 \cdot 10^{-05}$	$2,78 \cdot 10^{-05}$
12	258	0,627	1,27	3,17	$2,12 \cdot 10^{-05}$	$5,30 \cdot 10^{-05}$
13	287	0,622	0,60	1,29	$7,55 \cdot 10^{-06}$	$1,61 \cdot 10^{-05}$
14	314	0,618	0,51	0,78	$4,62 \cdot 10^{-06}$	$7,00 \cdot 10^{-06}$

## Essai 6

Palier	Contrainte effective $\sigma'_{vr}$ (kPa)	Indice des vides $e$ (-)	$c_v$ Casagrande ( $\text{cm}^2/\text{s}$ )	$c_v$ Taylor ( $\text{cm}^2/\text{s}$ )	$k_{sat}$ Casagrande ( $\text{cm/s}$ )	$k_{sat}$ Taylor ( $\text{cm/s}$ )
initial	0,86	0,954	-----	-----	-----	-----
1	2	0,746	0,04	0,03	$3,31 \cdot 10^{-04}$	$2,6 \cdot 10^{-04}$
2	4	0,740	-----	-----	-----	-----
3	16	0,682	0,19	0,22	$4,13 \cdot 10^{-05}$	$4,7 \cdot 10^{-05}$
4	36	0,655	0,31	0,42	$8,28 \cdot 10^{-05}$	$1,19 \cdot 10^{-04}$
5	60	0,638	0,49	0,63	$3,71 \cdot 10^{-05}$	$4,89 \cdot 10^{-05}$
6	87	0,624	0,49	0,69	$2,08 \cdot 10^{-05}$	$2,94 \cdot 10^{-05}$
7	115	0,615	0,45	0,22	$1,39 \cdot 10^{-05}$	$6,79 \cdot 10^{-06}$
8	155	0,605	0,45	0,48	$8,84 \cdot 10^{-06}$	$9,46 \cdot 10^{-06}$
9	196	0,592	0,65	0,89	$1,04 \cdot 10^{-05}$	$1,43 \cdot 10^{-05}$
10	251	0,582	0,86	0,78	$1,62 \cdot 10^{-05}$	$1,47 \cdot 10^{-05}$
11	312	0,569	0,45	0,23	$5,28 \cdot 10^{-06}$	$2,69 \cdot 10^{-06}$

## Essai 7

Palier	Contrainte effective $\sigma'_{vr}$ (kPa)	Indice des vides e (-)	$c_v$ Casagrande (cm <sup>2</sup> /s)	$c_v$ Taylor (cm <sup>2</sup> /s)	$k_{sat}$ Casagrande (cm/s)	$k_{sat}$ Taylor (cm/s)
initial	0,92	0,818	-----	-----	-----	-----
1	4	0,717	0,03	0,03	$5,66 \cdot 10^{-05}$	$5,17 \cdot 10^{-05}$
2	18	0,678	0,14	0,20	$2,09 \cdot 10^{-05}$	$3,12 \cdot 10^{-05}$
3	28	0,663	0,33	0,56	$3,08 \cdot 10^{-05}$	$5,23 \cdot 10^{-05}$
4	56	0,645	0,29	0,46	$1,13 \cdot 10^{-05}$	$1,81 \cdot 10^{-05}$
5	80	0,633	0,36	0,46	$1,04 \cdot 10^{-05}$	$1,34 \cdot 10^{-05}$
6	108	0,625	0,36	0,80	$5,73 \cdot 10^{-06}$	$1,28 \cdot 10^{-05}$
7	148	0,618	0,17	0,25	$1,90 \cdot 10^{-06}$	$2,86 \cdot 10^{-06}$
8	192	0,614	0,14	0,48	$7,96 \cdot 10^{-07}$	$2,67 \cdot 10^{-06}$
9	247	0,600	0,24	0,51	$3,66 \cdot 10^{-06}$	$7,72 \cdot 10^{-06}$
10	280	0,595	0,282	0,63	$2,77 \cdot 10^{-06}$	$6,14 \cdot 10^{-06}$
11	341	0,585	0,281	0,67	$2,67 \cdot 10^{-06}$	$6,42 \cdot 10^{-06}$

Les valeurs moyennes de  $k_{sat}$  obtenues sont montrées au tableau 4.6. Trois essais de perméabilité en cellule triaxiale ont aussi été réalisés au laboratoire (par la technicienne et les stagiaires) sur les résidus miniers CM (Osisko). Les valeurs de la conductivité hydraulique mesurée et les valeurs prédites sont montrées à la figure 4.12. Le tableau 4.7 présente les valeurs de  $k_{sat}$  détaillées de l'ensemble des essais triaxiaux. Les valeurs de  $k_{sat}$  mesurées aux essais triaxiaux varient de  $3,18 \cdot 10^{-5}$  cm/s et  $7,54 \cdot 10^{-5}$  cm/s pour un indice des vides de 0,70 à 0,80. Ces résultats sont inclus dans l'intervalle des valeurs de  $k_{sat}$  rapportées par Bussière (2007) pour les résidus fins (ML) et qui varient entre  $1 \cdot 10^{-4}$  cm/s et  $1 \cdot 10^{-6}$  cm/s pour un indice des vides de 0,61 à 1,40. La figure 4.12 montre aussi que les valeurs moyennes obtenues des essais triaxiaux sont proches des valeurs prédites par le modèle KCM (de Mbonimpa et al. 2002). Les équations des modèles KC et  $KC_{rm}$  de Chapuis et Aubertin (2003) (voir exemple de calcul à l'annexe 30) tendent respectivement à surestimer et sous-estimer les valeurs de  $k_{sat}$ . L. Bolduc (2012) a aussi constaté une bonne concordance entre le modèle KCM et les valeurs mesurées au laboratoire en cellule triaxiale.

#### 4.4.4 Dissipation des surpressions interstitielles

Les pressions interstitielles ont été mesurées durant les essais en colonne à l'aide de tensiomètres (T1, T2 et T3) placés à trois positions le long des éprouvettes : T1 près de la base imperméable ( $z_1 = 15,57$  cm); T2 au milieu ( $z_2 = 10,26$  cm); T3 proche de la surface de drainage ( $z_3 = 4$  cm). La surface de l'éprouvette est prise comme niveau de référence.

La figure 4.13 (a) montre les valeurs des pressions interstitielles totales mesurées sous un incrément de chargement de 14 kPa et leur dissipation en fonction du temps pour l'essai n°5, palier 3. Les pressions interstitielles en excès peuvent être déduites par le calcul de la différence entre la pression d'eau mesurée et la pression d'eau à l'équilibre hydrostatique. Les valeurs des pressions interstitielles à l'équilibre aux positions  $z_1$ ,  $z_2$  et  $z_3$  (positions mentionnées ci-dessus) sont respectivement 1,87, 1,20, et 0,70 kPa. Lors de l'application de l'incrément de contrainte  $\Delta\sigma_v = 14$  kPa, les pressions initiales maximales mesurées aux positions  $z_1$ ,  $z_2$  et  $z_3$  sont respectivement de 18,52, 12,15 et 10,78 kPa.

Tableau 4.6 : Valeurs moyennes des paramètres liés à la vitesse de consolidation des résidus CM (Osisko) obtenues des essais de compression 1 à 7

Essai	intervalle des contraintes $\sigma'_{vr}$ (kPa)	$e_0$ (-)	$e_f$ (-)	$c_v$ Casagrande (cm <sup>2</sup> /s)	$c_v$ Taylor (cm <sup>2</sup> /s )	$k_{sat}$ Casagrande (cm/s)	$k_{sat}$ Taylor (cm/s)
1	3kPa-25 kPa	0,90	0,82	0,80	1,58	$2,23 \cdot 10^{-04}$	$3,12 \cdot 10^{-04}$
	25kPa-230 kPa	0,82	0,77	2,58	2,78	$3,82 \cdot 10^{-05}$	$5,36 \cdot 10^{-05}$
2	3kPa-25 kPa	0,98	0,83	0,11	0,18	$6,94 \cdot 10^{-05}$	$7,64 \cdot 10^{-05}$
	25kPa-337 kPa	0,83	0,71	0,67	0,99	$1,35 \cdot 10^{-05}$	$2,04 \cdot 10^{-05}$
3	3kPa-25 kPa	0,93	0,88	0,11	0,11	$1,49 \cdot 10^{-05}$	$2,09 \cdot 10^{-05}$
	25kPa-308 kPa	0,88	0,77	1,74	2,69	$3,69 \cdot 10^{-05}$	$6,23 \cdot 10^{-05}$
4	3kPa-25 kPa	0,91	0,82	0,16	0,14	$1,07 \cdot 10^{-04}$	$1,26 \cdot 10^{-04}$
	25kPa-318 kPa	0,82	0,71	1,17	1,48	$1,91 \cdot 10^{-05}$	$2,27 \cdot 10^{-05}$
5	3kPa-25 kPa	0,94	0,74	0,28	0,15	$1,37 \cdot 10^{-04}$	$8,68 \cdot 10^{-05}$
	25kPa-313 kPa	0,74	0,61	0,70	1,13	$1,6 \cdot 10^{-05}$	$2,29 \cdot 10^{-05}$



Tableau 4.6 : Valeurs moyennes des paramètres liés à la vitesse de consolidation des résidus CM (Osisko) obtenues des essais de compression 1 à 7 (suite).

Essai	intervalle des contraintes $\sigma'_{vr}$ (kPa)	$e_0$ (-)	$e_f$ (-)	$c_v$ Casagrande ( $\text{cm}^2/\text{s}$ )	$c_v$ Taylor ( $\text{cm}^2/\text{s}$ )	$k_{sat}$ Casagrande (cm/s)	$k_{sat}$ Taylor (cm/s)
6	3kPa-25 kPa	0,96	0,68	0,18	0,22	$1,52 \cdot 10^{-04}$	$1,44 \cdot 10^{-04}$
	25kPa-312 kPa	0,68	0,60	0,55	0,56	$1,61 \cdot 10^{-05}$	$1,80 \cdot 10^{-05}$
7	3kPa-25 kPa	0,82	0,68	0,17	0,26	$3,61 \cdot 10^{-05}$	$4,51 \cdot 10^{-05}$
	25kPa-340 kPa	0,68	0,61	0,27	0,53	$4,90 \cdot 10^{-06}$	$8,77 \cdot 10^{-06}$
$\sigma_v' \leq 25 \text{kPa}$		Min		0,11	0,11	$1,49 \cdot 10^{-05}$	$2,09 \cdot 10^{-05}$
		Max		0,80	1,58	$2,23 \cdot 10^{-04}$	$3,12 \cdot 10^{-04}$
		Moyenne		0,26	0,38	$1,06 \cdot 10^{-04}$	$1,16 \cdot 10^{-04}$
$\sigma_v' > 25 \text{kPa}$		Min		0,27	0,53	$4,90 \cdot 10^{-06}$	$8,77 \cdot 10^{-06}$
		Max		2,58	2,78	$3,82 \cdot 10^{-05}$	$6,31 \cdot 10^{-05}$
		Moyenne		1,10	1,45	$2,07 \cdot 10^{-05}$	$2,99 \cdot 10^{-05}$

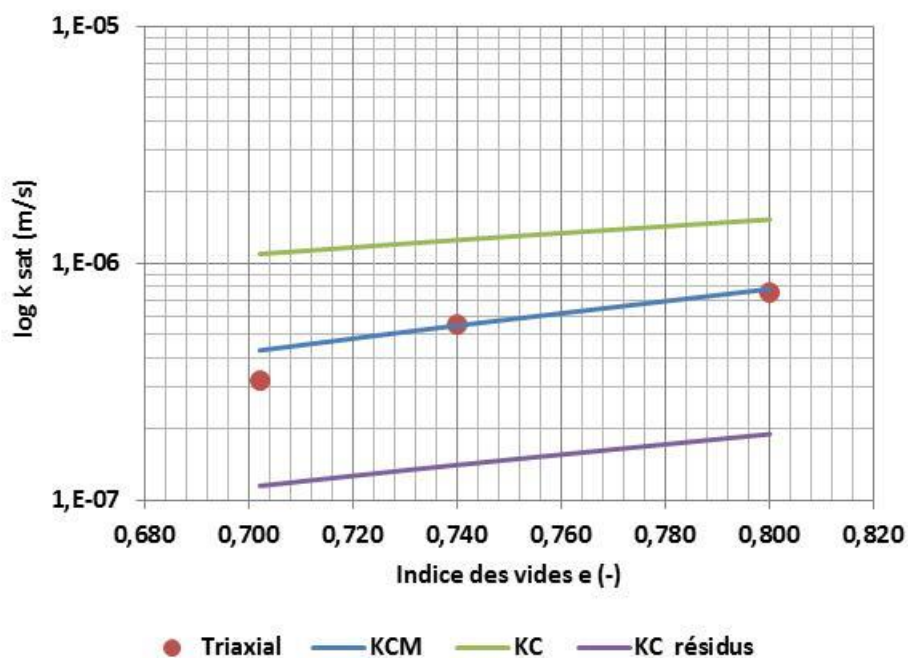


Figure 4.12: Comparaison entre les valeurs de  $k_{sat}$  mesurées aux essais triaxiaux et celles prédites selon les modèles KCM, KC et  $KC_{résidus}$  en fonction de l'indice des vides  $e$ .

Tableau 4.7: Valeur de la conductivité hydraulique mesurée en cellule triaxiale

Éprouvette	$k_{sat}$ (cm/s)	$e$ (-)	$w_f$ %	$S_r$ %
T1		0,702	25,18	100
	$3,10 \times 10^{-05}$			
	$3,27 \times 10^{-05}$			
Moyenne	$3,18 \times 10^{-05}$			
T2		0,740	27,50	103,6
	$5,19 \times 10^{-05}$			
	$5,75 \times 10^{-05}$			

Tableau 4.7: Valeur de la conductivité hydraulique mesurée en cellule triaxiale (suite)

Éprouvette	$k_{sat}$ (cm/s)	$e$ (-)	$w_f$ %	$S_r$ %
Moyenne	$5,47 \cdot 10^{-05}$			
T3		0,800	29,00	101
	$8,19 \cdot 10^{-05}$			
	$6,90 \cdot 10^{-05}$			
Moyenne	$7,54 \cdot 10^{-05}$			

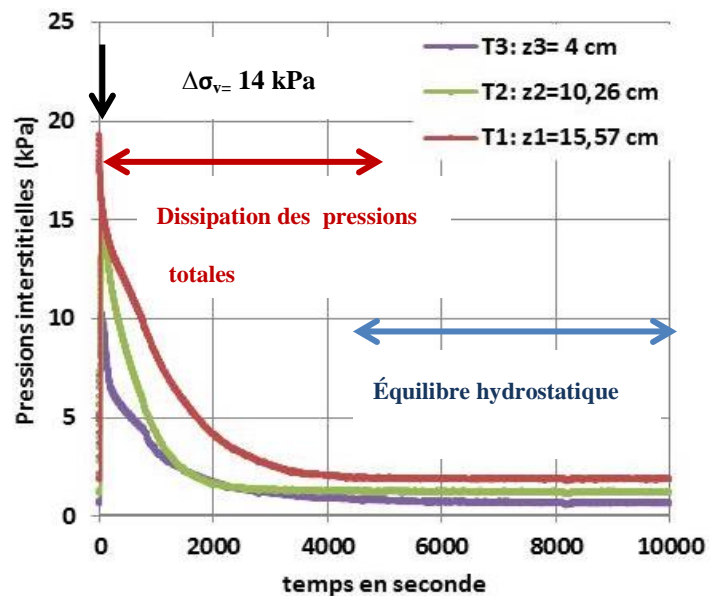
Les pressions interstitielles en excès aux différentes positions sont calculées comme suit :

- Position  $z_1 = 15,57$  cm  $\Delta u = 18,52$  kPa -  $1,87$  kPa =  $16,65$  kPa
- Position  $z_2 = 10,26$  cm  $\Delta u = 12,15$  kPa -  $1,20$  kPa =  $10,9$  kPa
- Position  $z_3 = 4$  cm  $\Delta u = 10,78$  kPa -  $0,70$  kPa =  $10,08$  kPa

La dissipation des surpressions interstitielles se produit sur toute la hauteur de l'éprouvette de la base non drainée vers la surface de drainage libre. Au-delà de 4000 secondes, l'équilibre est atteint après une stabilisation des pressions d'eau interstitielles à la pression d'équilibre hydrostatique ( $u = \gamma_w \cdot z$ ).

La figure 4.13 (b) présente, dans le plan  $Z - \frac{u_i}{u_{i0}}$ , la dissipation des pressions interstitielles en excès sous forme d'isochrones. Le paramètre  $Z$  représente la profondeur normalisée ( $= \frac{z}{H}$  où  $z$  est la position de point de mesure et  $H = 16,06$  cm est l'épaisseur initiale de l'éprouvette avant l'application de l'incrément de chargement du palier 3). Le rapport  $\frac{u_i}{u_{i0}}$  exprime les pressions interstitielles non dissipées normalisées;  $u_i$  représente les pressions interstitielles mesurées à l'instant  $t$  et la position  $z$ , alors que  $u_{i0}$  correspond aux pressions d'eau à l'équilibre hydrostatique calculées selon l'équation suivante (Holtz et Kovacs ,1991) :

a)



b)

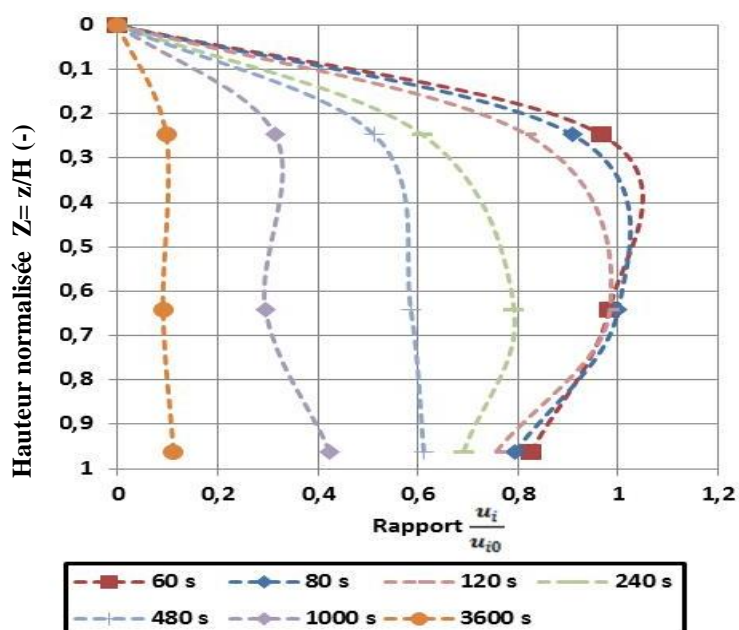


Figure 4.13: Évolution des pressions interstitielles, sur la hauteur de l'éprouvette pour un accroissement de contrainte  $\Delta\sigma_v = 14$  kPa en fonction du temps (a) et sous la forme des isochrones de dissipation (b) pour l'essai 5 (palier 3).

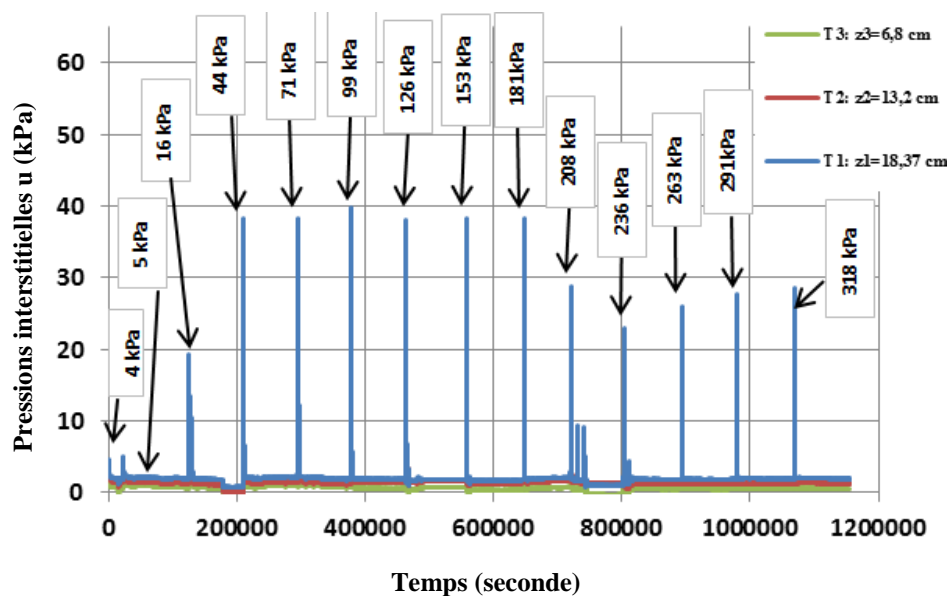
$$u_{i0} = \gamma_w * Z \quad (4-24)$$

où  $\gamma_w$  est le poids volumique de l'eau ( $\text{kN/m}^3$ ).

Les isochrones allant de 60 s jusqu'à 3600 s montrent que le rapport  $u_i/u_{i0}$  subit une diminution avec le temps (d'un isochrone à l'autre) de la base (hauteur normalisée  $Z=1$ ) jusqu'à la surface de drainage ( $Z = 0$ ). Cette variation traduit la dissipation progressive des pressions interstitielles en excès de la base de l'échantillon vers la surface de drainage. La vitesse de dissipation est maximale proche de la surface ( $Z=0$ ) (en haut).

La figure 4.14 (a) présente une évolution typique des pressions interstitielles en excès à trois positions le long de la hauteur de l'éprouvette pour l'ensemble des paliers de chargement au cours de l'essai 4. On constate que chaque palier de chargement produit un pic de surpression interstitielle généré d'une façon (quasi) instantanée à la base de l'éprouvette. Ce comportement est attribué à un transfert complet de la charge verticale vers le bas de la colonne avant que la friction ne soit mobilisée à la paroi (avec la déformation verticale de l'éprouvette). Les surpressions se dissipent graduellement jusqu'à l'équilibre hydrostatique. Lors de l'application des paliers de chargement à faibles contraintes ( $\sigma'_{vr} \leq 25 \text{ kPa}$ ), les variations des pressions interstitielles en excès sont proches de l'incrément de chargement appliqué. Dans l'intervalle des contraintes  $\sigma'_{vr} = 25 - 208 \text{ kPa}$ , les surpressions générées sont de l'ordre de 39 kPa. Au-delà d'une contrainte totale de 208 kPa, les surpressions générées sont de 28 kPa (voir détails à l'annexe 31). Ce comportement a été lié à une mobilisation de la friction au niveau des parois internes de la colonne menant à une diminution du transfert de la charge verticale vers l'eau interstitielle de l'éprouvette (section 4.2). La figure 4.14 (b) montre les tassements verticaux en réponse aux paliers de chargement appliqués. On constate que les tassements sont plus importants au début pour les contraintes relativement faibles; pour des contraintes plus élevées, les déplacements verticaux diminuent, car le matériau est plus rigide et plus dense. La figure 4.15 montre l'évolution des pressions interstitielles mesurées sous un incrément de chargement  $\Delta\sigma_{vr} = 27 \text{ kPa}$ , pour les paliers 4 et 5 de l'essai 4. Les pressions interstitielles augmentent rapidement en bas de l'éprouvette (Tensiomètre T1) et diminuent progressivement jusqu'à l'équilibre hydrostatique. La pression interstitielle maximale mesurée en bas de l'éprouvette (surface non drainée) est 38 kPa.

a)



b)

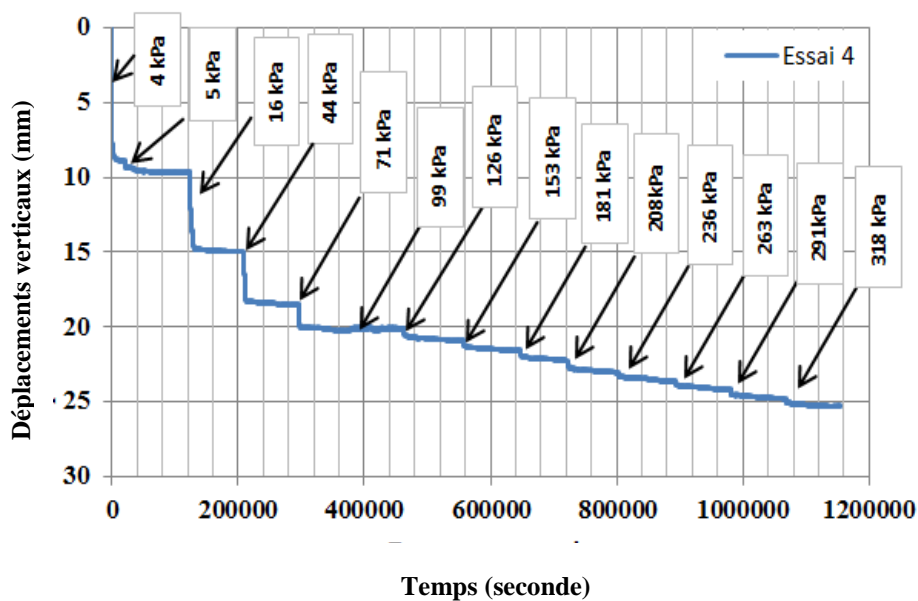


Figure 4.14 : a) Surpressions interstitielles générées le long de la hauteur de l'éprouvette suite à l'accroissement des contraintes au cours des paliers de chargement; b) déplacements verticaux cumulés mesurés à la surface de l'éprouvette (essai 4).

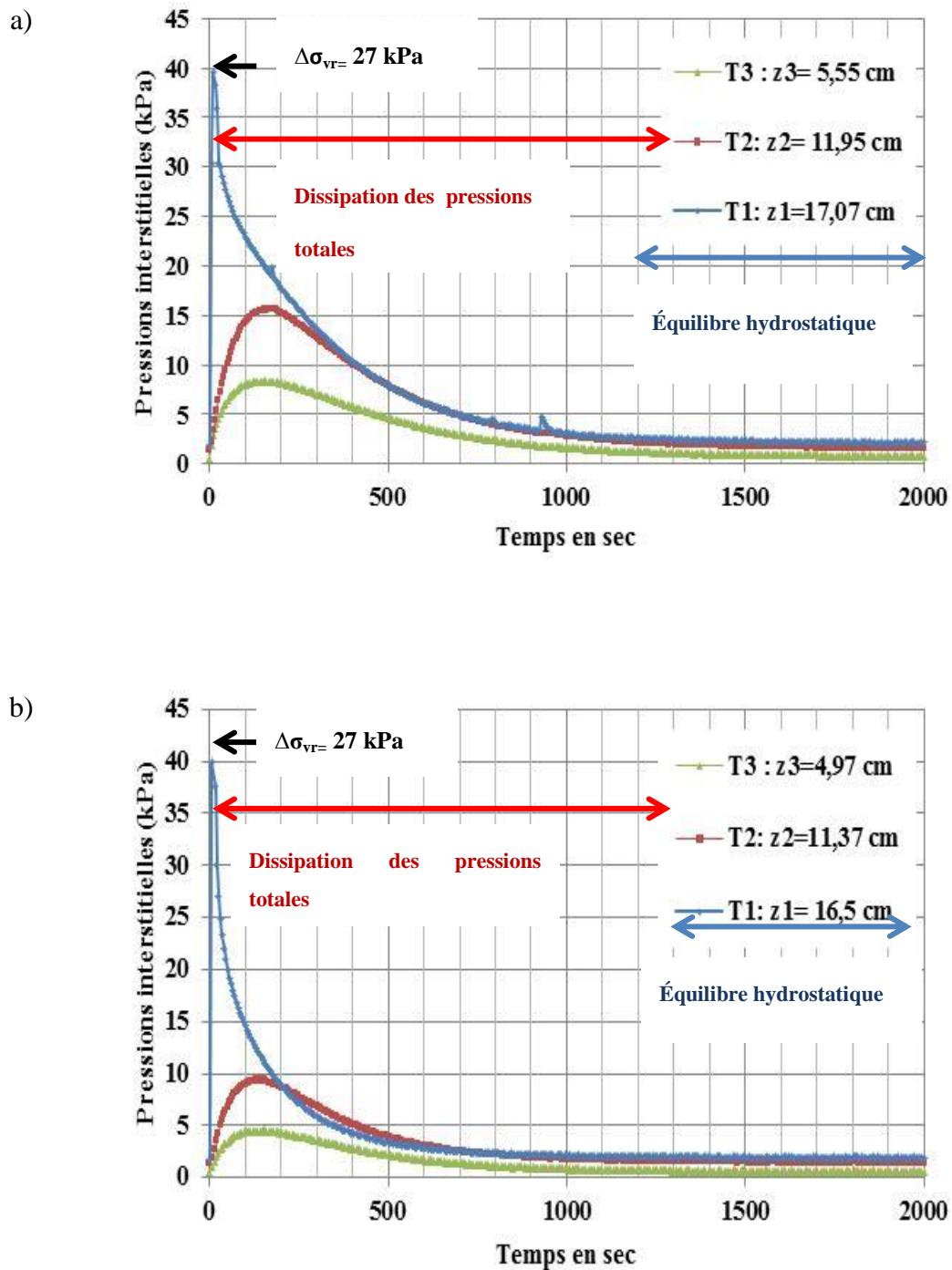


Figure 4.15: Évolution des pressions interstitielles sur toute la hauteur de l'éprouvette sous un accroissement de contrainte  $\Delta\sigma_{vr} = 27$  kPa en fonction du temps pour les paliers 4(a) et 5 (b) de l'essai 4

Ce comportement est expliqué par à un transfert complet de la charge verticale vers le bas de la colonne avant une mobilisation de la friction aux parois (qui requiert un déplacement minimal). Les tensiomètres T2 (au milieu) et T3 (proche de la surface) ont montré un délai de réponse de l'ordre de 200 secondes. Ce délai peut affecter les lectures en raison du transfert incomplet de la charge verticale vers l'éprouvette quand la friction est mobilisée aux parois; d'autres facteurs (que nous n'avons pas analysés en détails) pourraient aussi influencer les pressions mesurées à court terme. À l'équilibre, les pressions interstitielles aux positions  $z_1$ ,  $z_2$  et  $z_3$  sont respectivement 1,80, 1,30 et 0,47 kPa pour le palier 4 (essai 4), et 1,85, 1,39 et 0,65 kPa pour le palier 5 (essai 4).

- **Déchargement**

La variation des pressions interstitielles ( $\Delta u$ ) a aussi été mesurée au cours de la phase de déchargement durant quelques essais. La figure 4.16 présente l'évolution des pressions interstitielles en fonction du temps pour quatre paliers de déchargement (15, 16, 17 et 18) de l'essai 4. On constate qu'il y a une baisse des pressions d'eau interstitielles, qui deviennent inférieures à la pression  $u_0$  à l'équilibre hydrostatique. Cela est attribué au rebondissement de l'éprouvette (avec comportement dilatant).

La valeur maximale de la variation de cette pression ( $\Delta u$ ) augmente en fonction de la valeur du décrétement. Les figure 4.16a et 4.16b montrent respectivement une diminution rapide des pressions interstitielles (jusqu'à -0,8 kPa et -1,8 kPa) dans les premières secondes. Par la suite, les pressions négatives (suction) se dissipent après environ de 150 secondes. Les figures 4.16c et 4.16d montrent respectivement une baisse des pressions jusqu'à -4,5 kPa et -16 kPa; la dissipation de ces succions se fait aussi en 150 secondes approximativement. La valeur de la variation des pressions négatives (suction) dépend donc du décrétement de la contrainte appliquée. D'autres résultats sur la variation des pressions interstitielles durant le déchargement sont présentés à l'annexe 32.

### **Rechargement :**

Lors de l'application des paliers de rechargement, il y a génération et dissipation des pressions interstitielles en excès dans l'éprouvette. À la figure 4.17, on constate que la variation maximale des pressions générées est inférieure à l'accroissement des contraintes appliquées pour chaque palier de rechargement. Cela a été expliqué à la section 4.2 par l'effet de la friction.



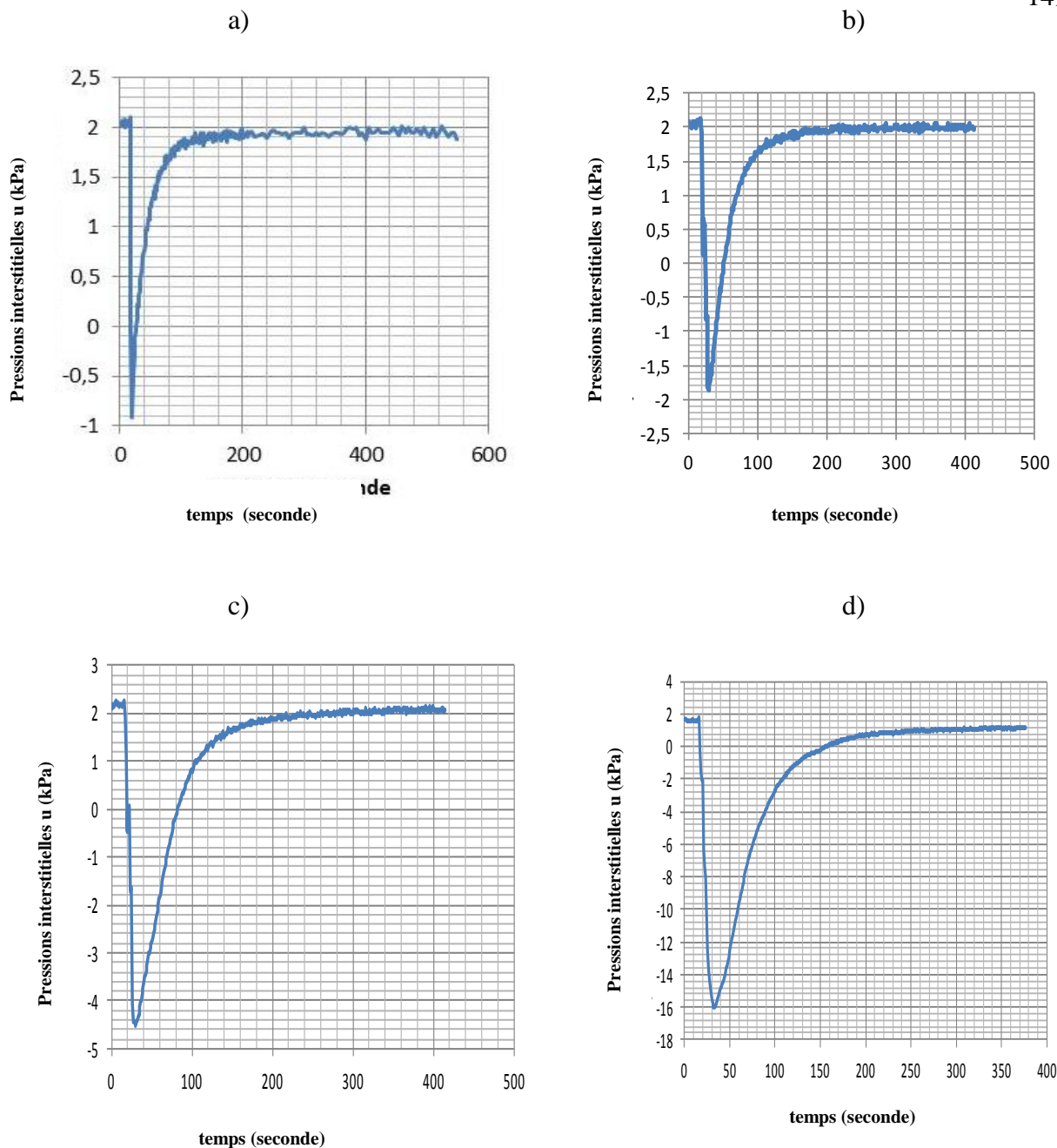


Figure 4.16: Variation des pressions interstitielles à la base de l'éprouvette en fonctions du temps pour quatre paliers de déchargement durant l'essai 4 ; a) Palier 15, avec  $\sigma_{vr}$  allant de 320 à 264 kPa ; b) Palier 16,  $\sigma_{vr}$  de 264 à 182 kPa ; c) Palier 17,  $\sigma_{vr}$  de 182 à 99 kPa ; d) Palier 18,  $\sigma_{vr}$  de 99 à 17 kPa).

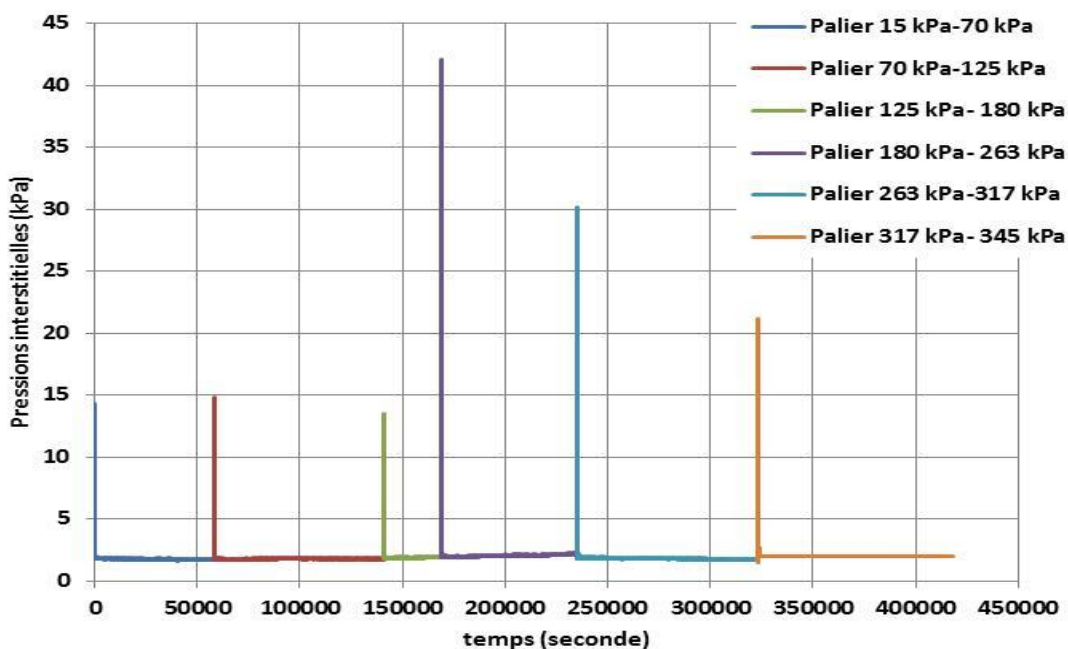


Figure 4.17: Pressions interstitielles générées à la base de l'échantillon lors de l'accroissement des contraintes au cours des paliers de rechargement pour l'essai 4.

D'autres résultats relatifs à la variation des pressions interstitielles durant le chargement sont présentés à l'annexe 33.

#### 4.4.5 Paramètres de compression secondaire

Les paramètres de compression secondaire ( $e_p$ ,  $C_\alpha$  et  $C_{\alpha c}$  décrit à la section 2.4) ont été déterminés après la dissipation totale des suppressions interstitielles en excès au niveau de la base de la colonne, selon une approche décrite par Mesri et Goldski (1977) (section 2.4). On considère alors la position correspondant au chemin de drainage le plus long par rapport à la surface des éprouvettes de résidus miniers.

Un exemple d'évaluation des paramètres de la compression secondaire pour l'essai 2 (palier 2) dans des conditions saturées est présenté comme dans ce qui suit.

Selon la méthode Casagrande, la fin de compression primaire correspond au déplacement  $\Delta H = 1,03367$  mm pour essai 2 (palier 2). Cette valeur est une lecture graphique sur la courbe des

tassements en fonction du logarithme de temps montrée à la figure 4.9. L'indice des vides  $e_p$  est calculé comme suit :

$$e_p = e_0 - \frac{\Delta H}{H_s}$$

- $e_0 = 0,89422$  (indice des vides initial) ;
- hauteur solide (voir équation 3-6) :

$$H_s = \frac{V_s}{A} = \frac{772,8 \text{ cm}^3}{79,611 \text{ cm}^2} = 9,7071 \text{ cm} = 97,071 \text{ mm}$$

où  $V_s = 772,8 \text{ cm}^3$  est le volume du solide pour l'essai 2.

$$e_p = 0,89422 - \frac{1,03367}{97,0712}$$

$$e_p = 0,88207$$

- Calcul de l'indice de compression secondaire :

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\Delta \log t}$$

avec  $e_1 = 0,881915$  et  $t_1 = 8000 \text{ sec}$  ;  $e_2 = 0,879471$  et  $t_2 = 80000 \text{ sec}$

$$C_\alpha = \frac{e_1 - e_2}{\log \frac{t_1}{t_2}} = \frac{0,881915 - 0,879471}{\log \frac{80000}{8000}}$$

$$C_\alpha = 0,00244$$

- Calcul de l'indice de compression secondaire modifié  $C_{\alpha e}$

$$C_{\alpha e} = \frac{C_\alpha}{1 + e_p}$$

$$C_{\alpha e} = \frac{0,00244}{1 + 0,88207} = 0,0013$$

- Calcul du tassement secondaire  $s_s$  :

$$s_s = \frac{C_\alpha}{1 + e_p} H_0 \log \frac{t}{t_p}$$

avec  $t = 81890$  sec (durée totale du palier 2) et  $t_p = 6415$  sec (temps à la fin de la compression primaire) et  $H_0 = 17,79$  cm (hauteur initiale de l'éprouvette) et  $e_p = 0,88207$  (indice des vides à la fin de la compression primaire. On obtient alors :

$$s_s = \frac{0,00244}{1 + 0,88207} * 17,79 * \log \frac{81890}{6415}$$

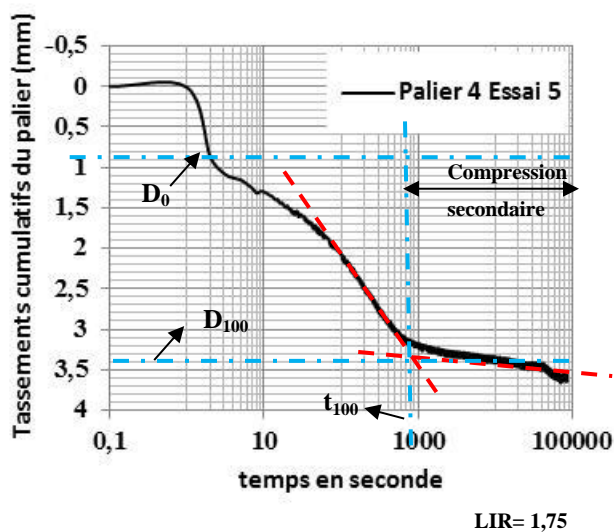
$$s_s = 0,02311 \text{ cm}$$

La figure 4.18 montre les courbes de tassement des résidus miniers CM (Osisko) en termes de déplacement (mm) en fonction du log du temps (en secondes). Lorsque le rapport du chargement incrémental LIR (i.e rapport d'augmentation de la charge  $\Delta\sigma_v/\sigma_{v0}$ ; Holtz et Kovacs 1991) est supérieur à 1, la courbe des déplacements comporte deux points d'inflexion à la figure 4.18a; la fin de la compression primaire est alors déterminée par la méthode des tangentes de Casagrande, (1938).

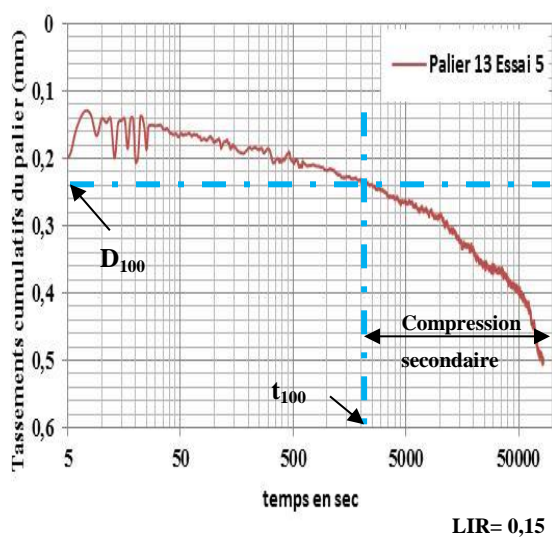
La phase de compression secondaire est évaluée à partir de la relation entre les déplacements et le temps. Cette relation permet de déterminer l'indice de compression secondaire  $C_\alpha$  qui peut varier (légèrement) pour les divers cycles du logarithmique du temps. La valeur moyenne obtenue est proche de 0,00079. On voit qu'au-dessous d'un rapport de chargement LIR de 0,28, il y a disparition du deuxième point d'inflexion sur la courbe, qui prend une allure convexe durant la compression secondaire, tel qu'illustré à la figure 4.18b; la valeur de  $C_\alpha$  est ici de 0,00312.

La figure 4.18c montre également la dissipation des pressions interstitielles en fonction du temps, ce qui permet de déterminer la fin de la compression primaire, qui survient lorsque la dissipation des surpressions interstitielles est (quasi) totale (on projette le temps correspondant sur l'axe des déformations verticales). On peut aussi évaluer l'indice des vides à la fin de la compression primaire  $e_p$  ( $= 0,704$  pour le palier 4, essai 5) et l'indice de compression secondaire  $C_\alpha$  par cycle logarithmique. À faibles contraintes ( $\sigma'_{vr} \leq 25$  kPa), on constate que le rapport  $C_\alpha/C_c$  (i.e l'indice de compression secondaire sur l'indice de compression) est entre  $9,6*10^{-3}$  et  $3*10^{-2}$ . Pour les sols inorganiques, le rapport  $C_\alpha/C_c$  varie de 0,025 et 0,06 (Mesri et Godlewski, 1977; Holtz & Kovacs, 1991). L'indice de compression secondaire,  $C_\alpha$ , varie d'un essai à un autre dans un intervalle de 0,001-0,0041 alors que l'indice de compression secondaire modifié,  $C_{\alpha e}$  ( $= \frac{C_\alpha}{1+e_p}$ , voir section 2.4), varie entre 0,0009 et 0,0024.

a)



b)



c)

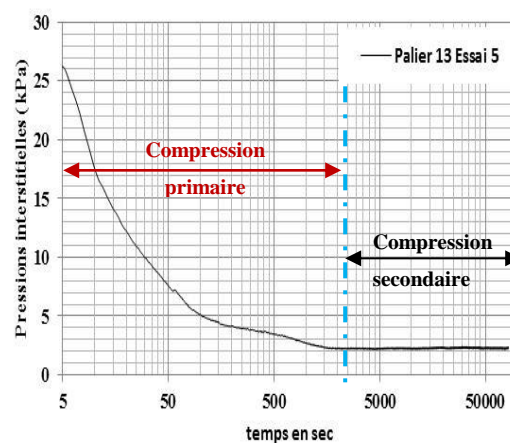


Figure 4.18: Évaluation des caractéristiques de la phase de compression secondaire à partir des courbes de tassement versus le log temps selon le rapport de chargement LIR pour le palier 4 (a) et le palier 13 (b (tassements) et c (pressions interstitielles d'eau) de l'essai de compression 5.

Les tassements secondaires mesurés pour l'ensemble des essais varient entre 0,12 cm et 0,61 cm. Ces valeurs indiquent qu'il y'a une faible contribution de la compression secondaire, de telle sorte que les tassements secondaires ne dépassent pas 10% du tassement total durant les essais. Les essais 1, 2, 4, 5 et 7 montrent un tassement secondaire proche de 0,30 cm. Le tassement secondaire maximale a été observé pour l'essai 6 (= 0,61 cm). Ces différences pourraient être attribuées au temps alloué pour la compression secondaire à chaque palier de chargement. Les résultats de chaque essai sont présentés à l'annexe 34. Les résultats présentés ici seront revus et discutés au chapitre 6. Les valeurs moyennes des indices de la compression secondaire pour chaque essai sont présentées au tableau 4.9

Tableau 4.8: Valeurs moyennes des paramètres de compression secondaire obtenus à partir des essais de compressions en colonne instrumentée (résidus CM saturés).

Essai	$\sigma'_{vr}$ (kPa)	$C_\alpha$	$C_\alpha$ valeur moyenne	$C_{\alpha\epsilon}$	$C_\alpha / C_c$	Tassement secondaire (cm)	Tassement global (cm)
1	2-230	0,00084-0,00133	0,0010	0,00047-0,00074	0,0190	0,15	1,1
2	2-338	0,0014-0,0045	0,0024	0,00079-0,00264	0,032	0,30	2,2
3	2-308	0,00107-0,00234	0,0016	0,00059-0,00125	0,026	0,12	1,3
4	2-318	0,00098-0,00356	0,0020	0,00057-0,00188	0,029	0,31	1,9
5	2-314	0,00079-0,0026	0,0017	0,00045-0,0016	0,016	0,32	3,0
6	2-312	0,00142-0,02214	0,0041	0,00087-0,01268	0,023	0,61	3,5
7	4-341	0,00026-0,0036	0,0016	0,00015-0,0026	0,029	0,28	2,9

## **CHAPITRE 5    PRINCIPAUX RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX SUR LES RÉSIDUS NON SATURÉS**

Les résultats des essais de compression sur les résidus non saturés ont été obtenus à partir de deux types d'essais, soit ceux sous une succion constante et ceux à succion croissante. Ces essais visaient à évaluer l'effet de la succion sur la compressibilité et la consolidation des résidus miniers lâches, initialement saturés, durant un chargement axial, incluant les coefficients de changement de volume des phases constituantes, ainsi que la génération et la dissipation des pressions interstitielles en présence d'une succion appliquée à la base des éprouvettes. Certaines relations hydrogéotechniques issues de ces essais sont également présentées.

### **5.1 Essais de compression à l'état non saturé**

#### **5.1.1 Chemin des contraintes**

Des essais de compression ont été réalisés en conditions non saturées (i.e. avec application d'une succion  $\psi > 0$  kPa) selon deux types de chargement; i) un chargement hydraulique avec augmentation progressive de la succion ; et ii) un chargement mécanique axial sous une succion constante. Ces essais permettent de définir le comportement sous une charge de compression des résidus miniers lâches (déformables) dans des conditions non saturées selon les variables d'état des contraintes, i.e la succion matricielle ( $u_a - u_w$ ) et la contrainte normale nette ( $\sigma_{vr} - u_a$ ), corrigée pour l'effet de la friction). Les paliers de chargement et de succion en fonction de temps sont analysés en détails dans les sections 6.2.1.2 et 6.2.1.3

Le tableau 5.1 présente les conditions pour les essais de compression 8 à 11. Ces essais (8 à 11) ont respectivement été menés sous une succion contrôlée de 5, 10, 20 et 30 kPa; ces valeurs de succion sont inférieures à l'AEV des résidus, de sorte que ceux-ci demeurent très proches de la saturation durant ces essais. Ces essais comportent un chargement axial préalable (paliers de 24 h sous des conditions saturées) avec une contrainte verticale qui dépasse la valeur de la succion imposée afin d'éviter le retrait de l'éprouvette et le décollement à la paroi de la colonne. Ce chargement est suivi par une augmentation de la succion à la valeur finale visée ( $\Psi = 5, 10, 20$  et 30 kPa) jusqu'à ce que l'équilibre soit atteint à chaque palier. Par la suite, on reprend le chargement vertical jusqu'à une contrainte proche de 340 kPa. Pour les essais 10 et 11, on termine par un déchargement rapide sous une succion contrôlée. La durée requise pour atteindre

l'équilibre selon les suctions imposées varie de 24 h à 28 h (par palier). Le chargement et le déchargement sous succion constante a duré entre 24 h et 38 h (par palier).

Tableau 5.1: Caractéristiques générales des essais de compression 8 à 10 sous succion constante menés sur des résidus (quasi) saturés

Essai	$w_i\%$	Étapes de chargement et valeur des suctions	Paliers par étape	Intervalle des contraintes $\sigma_{vr}$ (kPa)	$e_0 (-)$	$e_f (-)$
8	33,35	chargement axial sous des conditions saturées	1	0 - 18	0,919	0,768
		accroissement de la succion de 0 à 5 kPa	2 à 3	18	0,768	0,758
		chargement axial sous succion constante $\psi = 5$ kPa	4 à 13	18-298	0,758	0,657
9	34,02	chargement axial sous des conditions saturées	1	16	0,936	0,721
		accroissement de la succion de 0 à 10 kPa	2 à 3	15	0,721	0,718
		chargement axial sous succion constante $\psi = 10$ kPa	4 à 13	15-293	0,718	0,582
10	33,93	chargement axial sous des conditions saturées	1	0 - 20	0,935	0,763
		accroissement de la succion de 0 à 20 kPa	1 à 3	20	0,763	0,742
		chargement axial sous succion constante $\psi = 20$ kPa	4 à 11	20 - 285	0,742	0,646



Tableau 5.1 : Caractéristiques générales des essais de compression 10 à 11 sous succion constante menés sur des résidus (quasi-) saturés (suite)

Essai	$w_i$ %	Étapes de chargement et valeur des suctions	Paliers par étape	Intervalle des contraintes $\sigma_{vr}$ (kPa)	$e_0$ (-)	$e_r$ (-)
10	33,93	déchargement axial sous succion constante $\psi = 20$ kPa	11 à 15	285 - 35	0,646	0,664
11	33,85	chargement axial sous des conditions saturées	1	0-17	0,933	0,779
			2	17-23	0,779	0,767
		accroissement de la succion de 0 à 30 kPa	2 à 4	23	0,767	0,748
		chargement axial sous succion constante $\psi = 30$ kPa	5 à 10	23 - 342	0,748	0,679
		déchargement axial sous succion constante $\psi = 30$ kPa	11 à 14	342 - 38	0,679	0,686

Le tableau 5.2 présente les conditions de chargement mécanique (externe) et hydraulique pour les essais 12 et 13. Ces essais (12 et 13) ont été menés sous deux types de conditions : i) une phase de succion croissante de 0 à 43 kPa (essai 12-A) et 0 à 73 kPa (essai 13-A); ii) une phase de chargement axial sous une succion constante de 43 kPa (essai 12-B) ou 73 kPa (essai 13-B).

Tableau 5.2 : Caractéristiques générales de l'essai de compression 12 mené sur des résidus initialement saturés, mais qui deviennent ensuite non saturés (pour  $\psi > \text{AEV}$ )

Essai	$w_i\%$	Étapes de chargement et valeur des suctions	Paliers par étape	intervalle des contraintes $\sigma_{vr}$ (kPa)	intervalle de la succion $\psi$ (kPa)	$e_0$	$e_f$
12-A	36,11	chargement axial sous des conditions saturées	1	0 - 17	-----	0,995	0,738
			2	17- 44	-----	0,738	0,700
		suction croissante de 0 à 43 kPa sous un chargement axial constant $\sigma_{vr} = 44$ kPa	3	44	0,01	0,700	0,698
			4	44	0,01 à 5	0,698	0,693
			5	44	5 à 10	0,693	0,680
			6	44	10 à 20	0,680	0,674
			7	44	20 à 30	0,674	0,667
			8	44	30 à 40	0,667	0,663
			9	44	40 à 43	0,663	0,661
12-B		chargement axial sous suction constante $\psi = 43$ kPa	10 à 15	44 - 341	43	0,661	0,592
		déchargement axial sous suction constante $\psi = 43$ kPa	16 à 19	341 - 44	43	0,592	0,603

Tableau 5.2 : Caractéristiques générales de l'essai de compression 13 mené sur des résidus initialement saturés, mais qui deviennent ensuite non saturés (pour  $\psi > \text{AEV}$ ) (suite)

Essai	w <sub>i</sub> %	Étapes de chargement et valeur des suctions	Paliers par étape	intervalle des contraintes σ <sub>vr</sub> (kPa)	intervalle de la succion ψ (kPa)	e <sub>0</sub>	e <sub>f</sub>
13-A	35,01	chargement axial sous des conditions saturées	1	0 - 17	-----	0,9653	0,8236
			2 à 5	17- 70	-----	0,8236	0,6933
		suction croissante de 0 à 73 kPa sous un chargement axial constant σ <sub>vr</sub> = 70 kPa	6	70	0,01	0,6933	0,6920
			7	70	0,01 à 5	0,6920	0,6917
			8	70	5 à 10	0,6917	0,6907
			9	70	10 à 20	0,6907	0,6891
			10	70	20 à 30	0,6891	0,6725
			11	70	30 à 40	0,6725	0,6689
			12	70	40 à 50	0,6689	0,6667
			13	70	50 à 60	0,6667	0,6647
			14	70	60 à 70	0,6647	0,6614
			15	70	70 à 73	0,6614	0,6586
13-B		chargement axial sous suction constante  ψ = 73 kPa	16 à 21	44 - 341	73	0,6586	0,6238
		déchargement axial sous une succion ψ = 73 kPa	22 à 25	341 - 44	73	0,6238	0,6342

Les figures 5.1 et 5.2 décrivent dans le plan  $(\sigma_{vr}-u_a)-\psi$ , les étapes de chargement des échantillons (initialement saturés) pour les essais 12 et 13 respectivement. Les contraintes verticales sont corrigées pour l'effet de la friction.

Pour l'essai à succion croissante 12-A (0-43 kPa), on a d'abord procédé à un chargement axial progressif sous des conditions saturées jusqu'à une contrainte verticale de 44 kPa, afin d'éviter des phénomènes de retrait au niveau des parois de la colonne. On a ensuite appliqué une succion croissante de 0, 5, 10, 20, 30, 40 et 43 kPa. L'équilibre des pressions est atteint après 25 h pour chaque palier pour les suctions 0 à 40 kPa et 37 h pour une succion de 43 kPa. Durant l'essai 12-B, une contrainte axiale est appliquée (sous succion constante de 43 kPa) de 44 kPa jusqu'à 341 kPa. Un déchargement axial sous une succion contrôlée a ensuite été appliqué, de 340 kPa jusqu'à 40 kPa (voir figure 5.1). Le passage d'un palier à un autre se fait quand l'équilibre des pressions d'eau (voir détails dans la section 5.1.2) est atteint. Le chargement a duré entre 24 h et 64 h par palier alors que le déchargement a duré 24 h par palier.

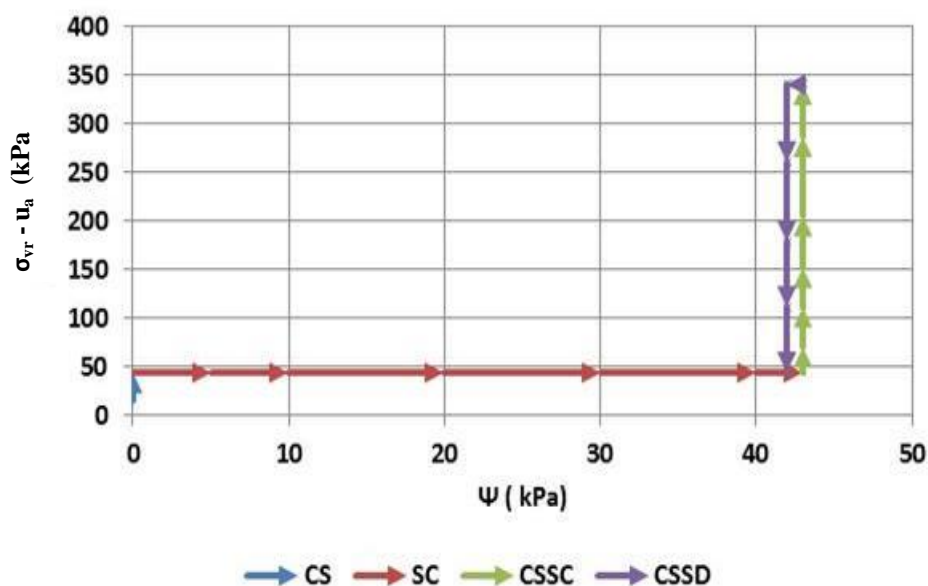


Figure 5.1: Chemin des contraintes durant l'essai de compression 12 sur des résidus initialement saturés, puis devenant non saturés ; CS : compression saturée; SC : succion croissante ; CSSC : compression sous succion contrôlée (chargement) ; CSSD : compression sous succion contrôlée (déchargement).

Pour l'essai à succion croissante 13-A (0-73 kPa), on a procédé par un chargement progressif sous des conditions saturées jusqu'à une contrainte verticale de 70 kPa. Après on a appliqué une succion croissante (par palier) de 0, 5, 10, 20, 30, 40, 50, 60, 70 et 73 kPa. La durée requise pour atteindre l'équilibre variant de 24 h à 47 h par palier pour les succions de 0 à 50 kPa et de 5 à 8 jours pour les succions de 60 à 73 kPa. Pour l'essai 13-B de compression sous succion constante de 73 kPa, un chargement axial de 70 kPa jusqu'à 368 kPa a été appliqué. Enfin, un déchargement a été appliqué de 368 kPa jusqu'à 43 kPa (figure 5.2). Le chargement a duré de 24 h à 71 h par palier, alors que le déchargement durait 24 h.

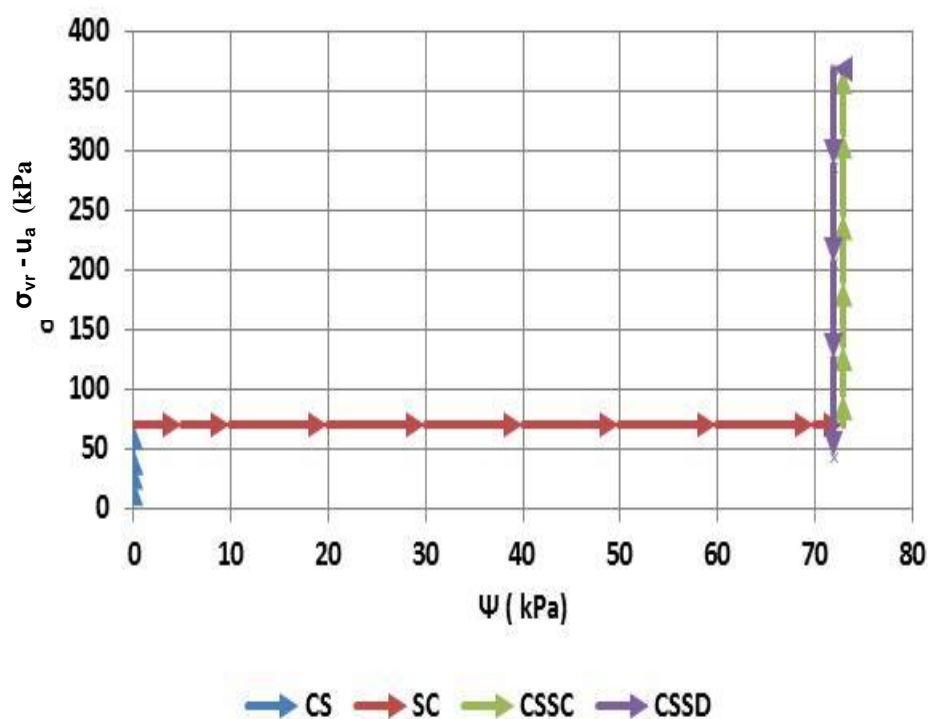


Figure 5.2: Chemin des contraintes durant les essais de compression 13 sur des résidus initialement saturés, puis devenant non saturés ; CS : compression saturée; SC : succion croissante ; CSSC : compression sous succion contrôlée (chargement) ; CSSD : compression sous succion contrôlée (déchargement).

### 5.1.2 Atteinte de l'équilibre hydrostatique en présence d'une succion appliquée

Pour ces essais de compression sous succion constante (8 à 11) et les essais sous succion croissante (12-A et 13-A), la mesure des pressions interstitielles par les tensiomètres permet de

vérifier si l'équilibre hydrostatique est atteint. L'équilibre hydrostatique peut être défini par une distribution linéaire (selon l'élévation) des pressions d'eau le long de l'éprouvette, basée sur la valeur de la succion imposée à la base. Par exemple, les pressions interstitielles pour l'essai de compression 8 sous succion constante de 5 kPa sont mesurées par les tensiomètres (T1, T2, T3 et T4). La succion imposée de 5 kPa est mesurée par le tensiomètre T1 à la base de la colonne (en dessous de la céramique poreuse). Les pressions d'eau le long de l'éprouvette sont mesurées par les tensiomètres T2, T3 et T4 tel déjà montrés. La valeur des pressions d'eau à l'équilibre pour les tensiomètres T2, T3 et T4 aux positions  $z_1$  (=0,628 cm, en bas),  $z_2$  (=5,8 cm, au milieu) et  $z_3$  (=12,2 cm, proche de la surface) est calculée comme suit :

$$u = u_0 - \gamma_w z_i \quad (5-1)$$

Où  $u_0$  est la valeur de la succion imposée à la base (-5 kPa) ;  $\gamma_w$  est le poids volumique de l'eau ( $\text{kN/m}^3$ ) ;  $z_i$  (m) est la position du tensiomètre par rapport à la base de la colonne (en dessous du disque en céramique comme niveau de référence).

- $u(z_1) = u_0 - \gamma_w z_1$   
 $u(z_1) = -5 \text{ kPa} - (9,81 * 0,628 * 0,01) \text{ kPa}$   
 $u(z_1) = -5,061 \text{ kPa}$
- $u(z_2) = u_0 - \gamma_w z_2$   
 $u(z_1) = -5 \text{ kPa} - (9,81 * 5,8 * 0,01) \text{ kPa}$   
 $u(z_1) = -5,56 \text{ kPa}$
- $u(z_3) = u_0 - \gamma_w z_3$   
 $u(z_1) = -5 \text{ kPa} - (9,81 * 12,2 * 0,01) \text{ kPa}$   
 $u(z_1) = -6,19 \text{ kPa}$

Les pressions d'eau à l'équilibre pour une succion imposée de -5 kPa à la base sont respectivement -5,061, -5,56 et -6,19 kPa pour les positions  $z_1$ ,  $z_2$  et  $z_3$ . L'atteinte de l'équilibre est vérifiée avant de passer aux étapes suivantes durant les essais.

## 5.2 Correction des contraintes verticales pour l'effet de la friction

L'angle de friction moyen utilisé pour les essais de compression sur des résidus non saturés est de l'ordre de  $20^\circ$  (voir la section 4.3). Les contraintes verticales appliquées  $\sigma_v$  sont corrigées pour l'effet de la friction ( $\sigma_{vr}$ ) pour les essais de compression 8 à 13 sous des conditions non saturées. L'application de cette correction est illustrée ici pour l'essai de compression 11 (palier 5) sous succion constante de 30 kPa :

La force résultante est calculée (selon l'équation 4-16) :

- Force P :  $P = \sigma_v * A$

l'aire du cylindre A qui transmet la charge à l'éprouvette est de  $0,00796 \text{ m}^2$  et la contrainte verticale mesurée  $\sigma_v = 79,42 \text{ kPa}$

- $P = 79,42 \text{ kPa} * 0,00796 \text{ m}^2 = 0,632 \text{ kN}$ ;
- Force W est le produit du poids volumique des résidus  $\gamma_{\text{résidus}}$  ( $\text{kN/m}^3$ ), la hauteur de l'éprouvette H (m) et l'aire de l'éprouvette A ( $\text{m}^2$ )
- $W = \gamma_{\text{résidus}} * H * A = 19,54 \text{ kN/m}^3 * 0,1741 \text{ m} * 0,00796 \text{ m}^2 = 0,027 \text{ kN}$
- La force de friction S (kN) :

$$S = P * \tan \delta$$

$$S = 0,632 * \tan(20^\circ) = 0,23 \text{ kN}$$

- La force V :

$$V = P + W - P * \tan \delta = 0,632 + 0,027 - 0,632 * \tan(20^\circ) = 0,429 \text{ kN}$$

La contrainte verticale corrigée (réelle) pour l'effet de la friction pour essai 11 (palier 5) est exprimée comme suit :

$$\sigma_{vr} = \frac{V}{A} = \frac{0,429}{0,0079} = 54 \text{ kPa}$$

où A c'est l'aire de l'éprouvette ( $\pi r^2$ ). Le détail du calcul des contraintes verticales corrigées pour l'effet de la friction est donné au chapitre 4 (voir aussi annexe 20).

## Effet de friction sur les paramètres de compressibilité

- **Essais de compression sous succion constante (8 à 11, 12-B à 13-B)**

Pour les essais de compression sous succion constante 8 à 11, les éprouvettes sont restées à l'état (quasi) saturé ( $S_r \sim 100\%$  après démontage de la colonne, car  $\psi < \psi_a$ ). Cela suggère l'absence de la phase d'air dans le milieu poreux de l'éprouvette. Les paramètres de compressibilité à évaluer sont l'indice de compression  $C_c$ , l'indice de recompression  $C_r$  et le coefficient de changement de volume  $m_v$ . La contrainte verticale nette ( $\sigma_{vr} - u_a$ ) est utilisée dans le calcul des paramètres de compression, selon le concept des variables d'état des contraintes proposé par Fredlund et Morgenstern, (1977; voir chapitre 2). Un exemple de calcul des paramètres de compression sous succion constante  $\psi = 20$  kPa pour l'essai 10 (paliers 7 et 8) est présenté dans ce qui suit :

On utilise les contraintes verticales corrigées pour l'effet de la friction :

- Palier 7 :  $\sigma_{vr7} = 120$  kPa,  $u_a = 0$  kPa (pression d'air) et  $e_7 = 0,6794$

$$\sigma_{vr7} = \sigma_{vr7} - u_a = 120 \text{ kPa} - 0 \text{ kPa} = 120 \text{ kPa}$$

- Palier 8 :  $\sigma_{vr8} = 146$  kPa,  $u_a = 0$  kPa et  $e_8 = 0,6749$

$$\sigma_{vr8} = \sigma_{vr8} - u_a = 146 \text{ kPa} - 0 \text{ kPa} = 146 \text{ kPa}$$

- Coefficient de compressibilité  $a_v$  (kPa<sup>-1</sup>) (palier 8) (Fredlund et Rahardjo, 1993, équation 2-54)

$$a_v = \frac{e_7 - e_8}{d(\sigma_{vr} - u_a)}$$

$$a_v = \frac{0,6794 - 0,6749}{146 - 120} = 1,67 * 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$$

- Pour le cas où les résidus sont saturés (i.e.  $V_w = V_v$ ), on obtient (Fredlund et Rahardjo 1993):

$$m_1^s = m_1^w = m_v \quad (5-2)$$

- On obtient donc le coefficient de compressibilité volumique  $m_v$  (palier 8), dans ce qui suit :



$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_7}$$

$$m_v = \frac{1,67 * 10^{-04}}{1 + 0,6794} = 1,0 * 10^{-04} \text{ kPa}^{-1}$$

- Indice de compression  $C_c$  selon la contrainte verticale nette (palier 8) (Fredlund et Rahadrjo, 1993, équation 2-56):

$$C_c = - \frac{e_7 - e_8}{d \log(\sigma_{vr} - u_a)}$$

$$C_c = - \frac{0,6794 - 0,6749}{\log\left(\frac{146}{120}\right)}$$

$$C_c = 0,051$$

- Indice de recompression (Déchargement) pour l'essai 10 (paliers 12 et 13) (Fredlund et Rahrdjo, 1993, équation 2-56) :

- Palier 12  $\sigma_{vr} - u_a = 223 \text{ kPa}$  et  $e_{12} = 0,6509$

- Palier 13 :  $\sigma_{vr} - u_a = 144 \text{ kPa}$  et  $e_{13} = 0,6534$

$$C_r = - \frac{e_{13} - e_{14}}{d \log(\sigma_{vr} - u_a)} = \frac{0,6509 - 0,6534}{\log\left(\frac{223}{144}\right)} = 0,013$$

Pour les essais 12-B et 13-B, le chargement axial est appliqué sous une succion constante. L'évaluation de la compressibilité des résidus nécessite le calcul des coefficients de changement de volume du squelette granulaire  $m_1^s$  et de l'eau interstitielle  $m_1^w$  selon la variation de la contrainte verticale nette ( $\sigma_{vr} - u_a$ ) (corrigé pour l'effet de la friction). Ces coefficients ( $m_1^s$  et  $m_1^w$ ) sont calculés respectivement selon les équations (2-42) et (2-43) (Fredlund et Rahadrjo 1993) :

- Un exemple de calcul des paramètres de compression pour l'essai 12-B (paliers 10 et 11) est présenté dans ce qui suit :

on calcule d'abord le volume solide  $V_s$  en ( $\text{cm}^3$ ) selon l'équation (3-5) comme suit :

$$V_s = \frac{2273,4 \text{ g}}{2,75 * 1 \text{ g/cm}^3} = 825,19 \text{ cm}^3$$

où  $D_r = 2,75$  ;  $\rho_w = 1 \text{ g/cm}^3$ .

Avec  $H_0 = 20,89 \text{ cm}$  (hauteur initiale de l'éprouvette) et  $A = 79,611 \text{ cm}^2$  (l'aire de l'éprouvette), on obtient le volume initial  $V_0$  :

$$V_0 = H_0 * A = 20,89 * 79,61 \text{ cm}^3 = 1663,08 \text{ cm}^3$$

Le volume total de l'éprouvette aux paliers 10 et 11 (essai 12-B) est obtenu comme suit :

- Palier 10 :  $H = 17,43 \text{ cm}$  (hauteur de l'éprouvette)

$$V_t = 17,43 * 79,61 \text{ cm}^3 = 1388,076 \text{ cm}^3$$

- Palier 11 :  $H = 17,292 \text{ cm}$  (hauteur de l'éprouvette)

$$V_t = 17,292 * 79,61 \text{ cm}^3 = 1376,70 \text{ cm}^3$$

- Pour le palier 10, le rapport  $\frac{V_t - V_s}{V_0}$  est obtenu comme suit :

$$\frac{V_V}{V_0} = \frac{V_t - V_s}{V_0} = \frac{V_V}{V_0} = \frac{1388,076 - 825,19}{1663,08} = 0,3384$$

- Pour le palier 11 le rapport  $\frac{V_t - V_s}{V_0}$  est :

$$\frac{V_V}{V_0} = \frac{1376,7 - 825,19}{1663,08} = 0,3316$$

La valeur de la contrainte verticale nette  $\sigma_{vr} - u_a$  (corrigée pour l'effet de la friction) pour les paliers 10 et 11 est  $\sigma_{vr} - u_a = 71 \text{ kPa}$  et  $\sigma_{vr} - u_a = 112 \text{ kPa}$  respectivement. Le coefficient  $m_1^s$  au palier 11 est calculé selon l'approche de Fredlund et Rahardjo(1993), équation 2-42, comme suit :

$$m_1^s = \frac{d\left(\frac{V_V}{V_0}\right)}{d(\sigma_v - u_a)} = \frac{0,3384 - 0,3316}{112 - 71} \text{ kPa}^{-1} = 1,69 * 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$$

La valeur de  $V_w$  pour les paliers 11 et 12 de l'essai 12-B est respectivement  $V_w = 539,01 \text{ cm}^3$  et  $V_w = 537,81 \text{ cm}^3$ . On obtient le coefficient  $m_1^w$  (équation 2-43) alors :

$$m_1^w = \frac{d\left(\frac{V_w}{V_0}\right)}{d(\sigma_v - u_a)} = \frac{\left(\frac{539,01}{1663,08} - \frac{537,81}{1663,08}\right)}{112 - 71} \text{ kPa}^{-1} = 1,77 * 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}$$

## 5.3 Essais de compression sous succion constante

### 5.3.1 Compressibilité

La compressibilité des résidus miniers dans des conditions non saturées est évaluée selon l'indice de compression  $C_c$  (chargement, équation 2-56) et l'indice de recompression  $C_r$  (déchargement, équation 2-57) pour les essais 8 à 11 (avec des résidus qui demeurent quasi-saturés). Ces indices sont calculés selon l'approche de Fredlund et Rahardjo (1993) selon l'équation (2-56). La figure 5.3 présente les courbes obtenues dans les plans  $e-(\sigma_{vr}-u_a)$  et  $e-\log(\sigma_{vr}-u_a)$  pour six essais de compression sous une succion constante (essais 8 à 11, 12-B et 13-B). Les résultats de l'essai 5 à l'état saturé ( $u > 0$ ) sont aussi montrés. La courbe de compression vierge obtenue à partir de l'essai 5 montre un indice de compression  $C_c$  de 0,10. Pour l'essai 8 ( $\psi = 5$  kPa) et l'essai 9 ( $\psi = 10$  kPa), l'indice de compression varie de 0,092 et 0,12. Cette valeur est presque pareille à celle de l'essai 5 (sur des résidus saturés). L'indice  $C_c$  varie entre 0,063 et 0,074 pour des succions de 20 (essai 10), 30 (essai 11) et 43 kPa (essai 12-B). La courbe de compression obtenue pour l'essai 13-B ( $\psi = 73$  kPa) montre un indice de compression minimal de 0,05. On constate donc qu'il y aurait donc une légère diminution de la pente  $C_c$  avec une augmentation de la succion pour ces essais. Ce comportement de compressibilité sera discuté plus en détail au chapitre 6.

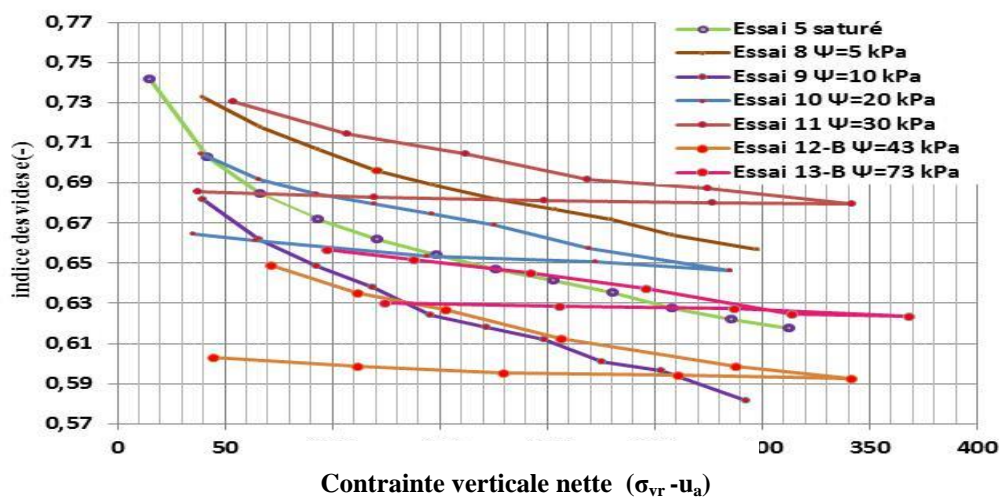
L'indice de recompression  $C_r$  est de 0,022 pour un déchargement sous une succion de 20 kPa;  $C_r$  varie de 0,007 à 0,016 pour les déchargements effectués sous une succion variant de 30 et 73 kPa. La valeur de l'indice de recompression moyen à l'état saturé est de l'ordre de 0,016.

Les résultats indiquent que les paramètres de compressibilité sont influencés par la succion durant le chargement et le déchargement lors des essais de compression. Le tableau 5.3 présente plus détails sur ses résultats (voir aussi l'annexe 35).

### 5.3.2 Coefficients de changement de volume

Les coefficients de changement de volume  $m_1^w$  et  $m_1^s$  permettent respectivement d'évaluer le changement de volume de l'eau interstitielle et du volume total de l'échantillon dans des conditions non saturées (pour les des essais 12-B et 13-B). Ces coefficients dépendent de la variation de la contrainte normale nette appliquée.

a)



b)

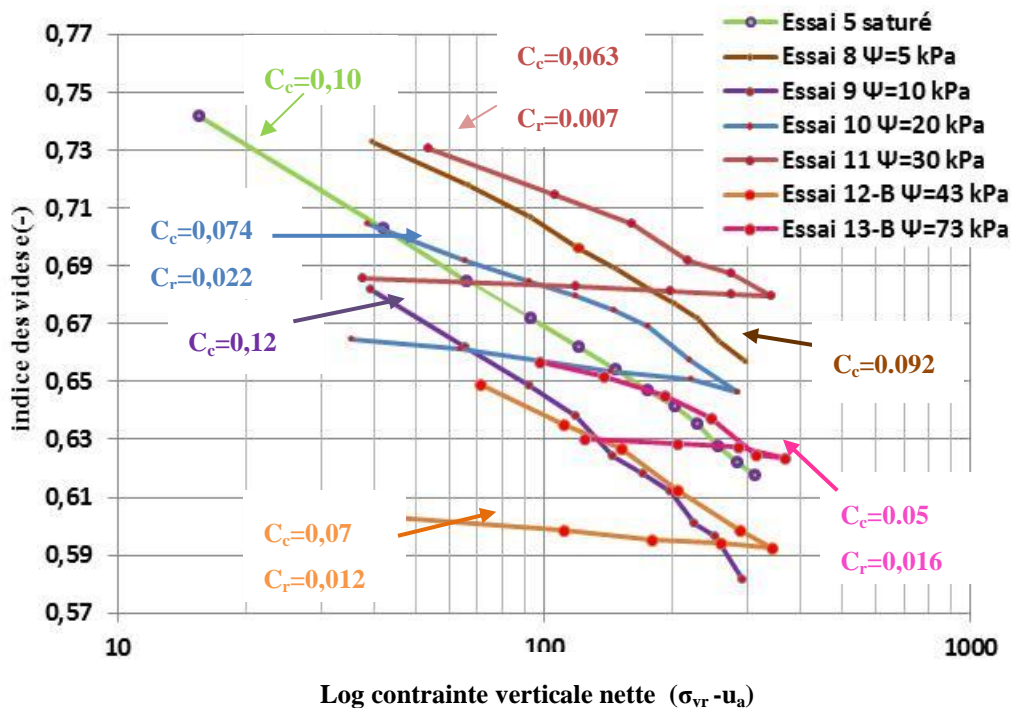


Figure 5.3: Courbes de compression dans les plans  $e-(\sigma_{vr}-u_a)$  et  $e-\log(\sigma_{vr}-u_a)$  pour les divers essais sur des résidus quasi-saturés (avec  $u_w < 0$ ); on montre aussi les résultats de l'essai 5 à l'état saturé ( $u_w > 0$ ) pour fin de comparaison.

Pour les essais de compression 8 à 11 sous une succion contrôlée de 5, 10, 20 et 30 kPa, le degré de saturation final demeure proche de 100% (i.e  $V_w = V_v$ ). Dans ce cas, les coefficients de changement de volume  $m_1^w$  et  $m_1^s$  devraient alors être les mêmes que le coefficient  $m_v$ , tel que montré à l'équation 5-2. Pour ces essais (8 à 11), on a utilisé les coefficients  $a_v$  et  $m_v$  pour évaluer la compressibilité sous succion constante, pour des résidus miniers avec  $S_r \sim 100\%$ .

Tableau 5.3: Valeurs des paramètres de compressibilité des résidus miniers quasi saturés (essais 8-11) et non saturés (essai 12-B et 13-B), pour  $\psi > 0$  kPa, obtenus des 6 essais de compression sous succion imposée réalisés en colonne instrumentée (voir les résultats à la figure 5.3)

Essai	$\psi$ succion imposée (kPa)	Intervalle des contraintes verticales ( $\sigma_v - u_a$ ) (kPa)	Indice des vides initial $e_0$ (-)	Indice des vides final $e_f$ (-)	Indices de compression $C_c$ (-)	Valeur moyenne de $C_c$ (-)	Indice de recompression $C_r$ (-)	Valeur moyenne de $C_r$ (-)
8	5	40-298	0,73	0,66	0,063 -0,15	0,092	-----	-----
9	10	39-293	0,68	0,58	0,075 -0,234	0,1215	-----	-----
10	20	39-285	0,70	0,65	0,044– 0,119	0,074	-----	-----
		285-35	0,65	0,66	-----	-----	0,012-0,04	0,0223
11	30	54-342	0,73	0,68	0,041-0,094	0,063	-----	-----
		342-38	0,68	0,69	-----	-----	0,006-0,01	0,0070
12-B	43	71-341	0,65	0,60	0,051-0,109	0,07971	-----	-----
		341-44	0,59	0,60	-----	-----	0,0082-0,014	0,0127
13-B	73	97-368	0,66	0,62	0,012-0,12	0,050	-----	-----
		368-43	0,62	0,63	-----	-----	0,005-0,036	0,0169

Les résultats des essais de compression 8 à 11 ont permis de déterminer les valeurs moyennes du coefficient de compressibilité  $a_v$  et du coefficient de compressibilité volumique  $m_v$  (tableau 5.4). Pour les essais 8 ( $\psi = 5$  kPa) et 9 ( $\psi = 10$  kPa), la valeur de  $a_v$  est respectivement  $3,44 \cdot 10^{-4}$  kPa<sup>-1</sup> et  $4,53 \cdot 10^{-4}$  kPa<sup>-1</sup> pour un intervalle d'indice des vides 0,58 - 0,73. Les essais 10 ( $\psi = 20$  kPa) et 11 ( $\psi = 30$  kPa) ont donné une valeur de  $a_v$  de  $3,49 \cdot 10^{-4}$  kPa<sup>-1</sup> et  $2,09 \cdot 10^{-4}$  kPa<sup>-1</sup> respectivement pour un intervalle d'indice des vides 0,65 - 0,73. Rappelons que les essais de compression sur des résidus saturés 1 à 7 ( $\sigma_{vr} > 26,85$  kPa) ont une valeur de  $a_v$  qui varie de  $3,10 \cdot 10^{-4}$  kPa<sup>-1</sup> et  $4,44 \cdot 10^{-4}$  kPa<sup>-1</sup> pour un intervalle d'indice des vides 0,60-0,88. Pour l'essai 11, la valeur moyenne de  $a_v = 2,09 \cdot 10^{-4}$  kPa<sup>-1</sup> est légèrement plus faible par rapport aux essais 8 à 10 ( $a_v =$  de  $3,49 \cdot 10^{-4}$  à  $4,53 \cdot 10^{-4}$  kPa<sup>-1</sup>) Ce résultat suggère qu'une succion plus grande réduit la compressibilité des résidus miniers.

Le coefficient  $m_v$  moyenne varie de  $1,22 \cdot 10^{-4}$  à  $2,73 \cdot 10^{-4}$  kPa<sup>-1</sup> pour les essais 8 à 11 (sous succion constante). Cette valeur de  $m_v$  est quasi-similaire à celle obtenue aux essais 1 à 7 (compression dans des conditions saturées) qui est de  $2,32 \cdot 10^{-4}$  kPa<sup>-1</sup> pour un indice des vides  $e = 0,6$  à 0,88.

La figure 5.4 présente la valeur du coefficient de compressibilité volumique  $m_v$  en fonction de la contrainte verticale nette corrigée ( $\sigma_{vr} - u_a$ ) pour l'effet de la friction pour les essais de compression 8 à 11 (sous succion constante). Pour  $\sigma_{vr} - u_a < 160$  kPa, le coefficient  $m_v$  diminue rapidement de  $3,75 \cdot 10^{-4}$  à  $1,48 \cdot 10^{-4}$  kPa<sup>-1</sup> pour l'essai 8, de  $5,5 \cdot 10^{-4}$  à  $1,4 \cdot 10^{-4}$  kPa<sup>-1</sup> pour l'essai 9 et de  $6,1 \cdot 10^{-4}$  à  $1,2 \cdot 10^{-4}$  kPa<sup>-1</sup> pour l'essai 10. Pour l'essai 11,  $m_v$  varie de  $2 \cdot 10^{-4}$  à  $1,1 \cdot 10^{-4}$  kPa<sup>-1</sup>.

Pour les essais 12-B et 13-B, la compression se produit respectivement sous un degré de saturation de 97% et 62% (conditions non saturées, voir détails à l'annexe 5.1) pour une succion constante. En présence de la phase d'air dans les pores de l'éprouvette, la variation du volume global de squelette granulaire n'est plus la même que la variation du volume de l'eau interstitielle. On utilise alors les coefficients de changement de volume  $m_1^w$  et  $m_1^s$  (équations 2-42 et 2-43), calculés à partir du volume d'eau (drainée) mesuré lors de la compression (i.e chargement axial) sous succion constante et le volume des vides  $V_v$  déduit du volume total de l'éprouvette  $V_t$  et le volume du solide  $V_s$  ( $V_v = V_t - V_s$ ).

Tableau 5.4 : Valeurs des paramètres de compressibilité  $a_v$  et  $m_v$  des résidus miniers obtenus des essais de compression 8 à 11 sous succion constante (pour  $S_r \sim 100\%$ , avec  $m_1^s = m_1^w = m_v$ )

Essai	succion imposée $\psi$ (kPa)	contraintes verticales $(\sigma_{vr}-u_a)$ (kPa)	Coefficient de compressibilité $a_v$ ( $\text{kPa}^{-1}$ )	Valeur moyenne de $a_v$ ( $\text{kPa}^{-1}$ )	Coefficient de compressibilité volumique $m_v$ ( $\text{kPa}^{-1}$ )	Valeur moyenne de $m_v$ ( $\text{kPa}^{-1}$ )
8	5	40 - 298	$1,73 \cdot 10^{-4}$ - $7,22 \cdot 10^{-4}$	$3,44 \cdot 10^{-4}$	$1,03 \cdot 10^{-4}$ - $3,76 \cdot 10^{-4}$	$1,97 \cdot 10^{-4}$
9	10	39 - 293	$1,59 \cdot 10^{-4}$ - $9,47 \cdot 10^{-4}$	$4,53 \cdot 10^{-4}$	$9,79 \cdot 10^{-5}$ - $5,51 \cdot 10^{-4}$	$2,73 \cdot 10^{-4}$
10	20	39 - 285	$1,67 \cdot 10^{-4}$ - $1,06 \cdot 10^{-4}$	$3,49 \cdot 10^{-4}$	$9,95 \cdot 10^{-5}$ - $6,11 \cdot 10^{-4}$	$2,05 \cdot 10^{-4}$
11	30	54 - 342	$8,62 \cdot 10^{-5}$ - $3,46 \cdot 10^{-4}$	$2,09 \cdot 10^{-4}$	$5,09 \cdot 10^{-5}$ - $1,98 \cdot 10^{-4}$	$1,22 \cdot 10^{-4}$

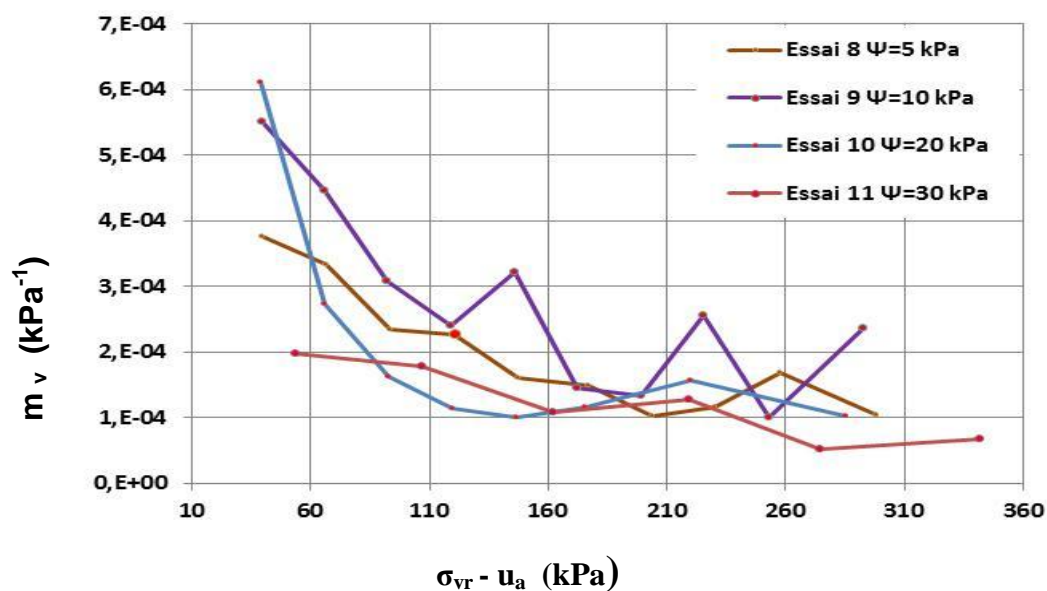


Figure 5.4 : Coefficient de compressibilité volumique  $m_v$  en fonction de la contrainte normale nette (corrigée pour l'effet de la friction) pour les essais de compression 8 à 11, sous une succion constante.

Les tableaux 5.5 et 5.6 présentent les valeurs individuelles des coefficients  $m_1^w$  et  $m_1^s$  (pour chaque palier) pour les essais de compression sous succion constante 12-B ( $\psi = 43$  kPa) et 13-B ( $\psi = 73$  kPa). Les valeurs de  $m_1^w$  varient de  $6,67 \cdot 10^{-6}$  à  $6,04 \cdot 10^{-5}$  kPa<sup>-1</sup> pour l'essai 12-B, et de  $1,8 \cdot 10^{-5}$  à  $8,20 \cdot 10^{-5}$  kPa<sup>-1</sup> pour l'essai 13-B. Pour des sols de type ML (à l'état non saturé), Rahardjo (1990) a rapporté des valeurs de  $m_1^w$  de  $8,75 \cdot 10^{-5}$  à  $1,57 \cdot 10^{-4}$  kPa<sup>-1</sup>. Le coefficient  $m_1^s$  a une valeur de  $3,66 \cdot 10^{-5}$  à  $1,34 \cdot 10^{-4}$  kPa<sup>-1</sup> pour l'essai 12-B, et il varie de  $3,8 \cdot 10^{-5}$  à  $8,3 \cdot 10^{-5}$  kPa<sup>-1</sup> pour l'essai 13-B. Rahardjo (1990) a rapporté des valeurs du coefficient  $m_1^s = 5,65 \cdot 10^{-5}$  à  $1,18 \cdot 10^{-4}$  kPa<sup>-1</sup> pour un sol de type ML.

Tableau 5.5 : Valeurs des coefficients de compressibilité volumique  $m_1^w$  et  $m_1^s$  selon la contrainte normale nette pour l'essai de compression 12-B (sous une succion constante de 43 kPa)

Succion imposée (kPa)	$\sigma_{vr} - u_a$ Contrainte verticale corrigée (kPa)	$m_1^w$ (kPa <sup>-1</sup> )	$m_1^s$ (kPa <sup>-1</sup> )
43	71	$6,04 \cdot 10^{-5}$	$2,11 \cdot 10^{-4}$
43	112	$1,78 \cdot 10^{-5}$	$1,69 \cdot 10^{-4}$
43	152	$2,37 \cdot 10^{-5}$	$1,05 \cdot 10^{-4}$
43	206	$6,67 \cdot 10^{-6}$	$1,32 \cdot 10^{-4}$
43	287	$1,75 \cdot 10^{-5}$	$7,76 \cdot 10^{-5}$
43	341	$4,27 \cdot 10^{-5}$	$5,75 \cdot 10^{-5}$
Moyenne arithmétique		$2,8 \cdot 10^{-5}$	$1,3 \cdot 10^{-4}$



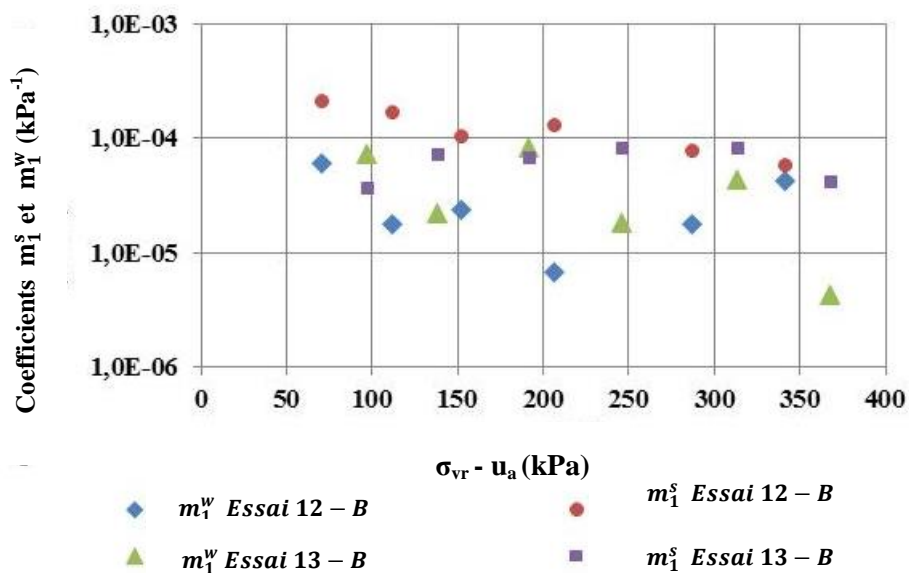
Tableau 5.6 : Valeurs des coefficients de changement de volume  $m_1^w$  et  $m_1^s$  selon la contrainte normale nette pour l'essai de compression 13-B (sous une succion constante de 73 kPa)

Succion imposée (kPa)	$\sigma_{vr} - u_a$ Contrainte verticale corrigée (kPa)	$m_1^w$ (kPa <sup>-1</sup> )	$m_1^s$ (kPa <sup>-1</sup> )
73	97	$7,2 \cdot 10^{-5}$	$3,8 \cdot 10^{-5}$
73	138	$2,3 \cdot 10^{-5}$	$7,4 \cdot 10^{-5}$
73	192	$8,2 \cdot 10^{-5}$	$6,8 \cdot 10^{-5}$
73	246	$1,8 \cdot 10^{-5}$	$8,2 \cdot 10^{-5}$
73	314	$4,4 \cdot 10^{-5}$	$8,3 \cdot 10^{-5}$
73	368	$4,2 \cdot 10^{-5}$	$4,3 \cdot 10^{-5}$
Moyenne arithmétique		$4,1 \cdot 10^{-05}$	$6,5 \cdot 10^{-5}$

La figure 5.5 présente les valeurs des coefficients  $m_1^w$  et  $m_1^s$  en fonction de la contrainte normale nette corrigée ( $\sigma_{vr} - u_a$ ) pour les essais 12-B et 13-B. Pour l'essai de compression 12-B sous une succion constante de 43 kPa, on constate que le coefficient  $m_1^s$  est supérieur au coefficient  $m_1^w$  quand la contrainte normale nette est inférieure à 300 kPa. Pour ( $\sigma_{vr} - u_a$ ) > 300 kPa, les coefficients  $m_1^w$  et  $m_1^s$  montrent des valeurs quasi-similaires ( $m_1^w = 4,25 \cdot 10^{-5}$  kPa<sup>-1</sup> et  $m_1^s = 5,75 \cdot 10^{-5}$  kPa<sup>-1</sup>). Pour l'essai 13-B sous une succion constante de 73 kPa, la valeur moyenne de  $m_1^w$  est  $4,10 \cdot 10^{-5}$  kPa<sup>-1</sup>, alors que le coefficient  $m_1^s$  est de  $6,5 \cdot 10^{-5}$  kPa<sup>-1</sup>.

On constate que les coefficients  $m_1^s$  et  $m_1^w$  deviennent plus faibles quand la succion imposée augmente (voir détails des valeurs des coefficients  $m_1^s$  et  $m_1^w$  pour chaque essai à l'annexe 35).

a)



b)

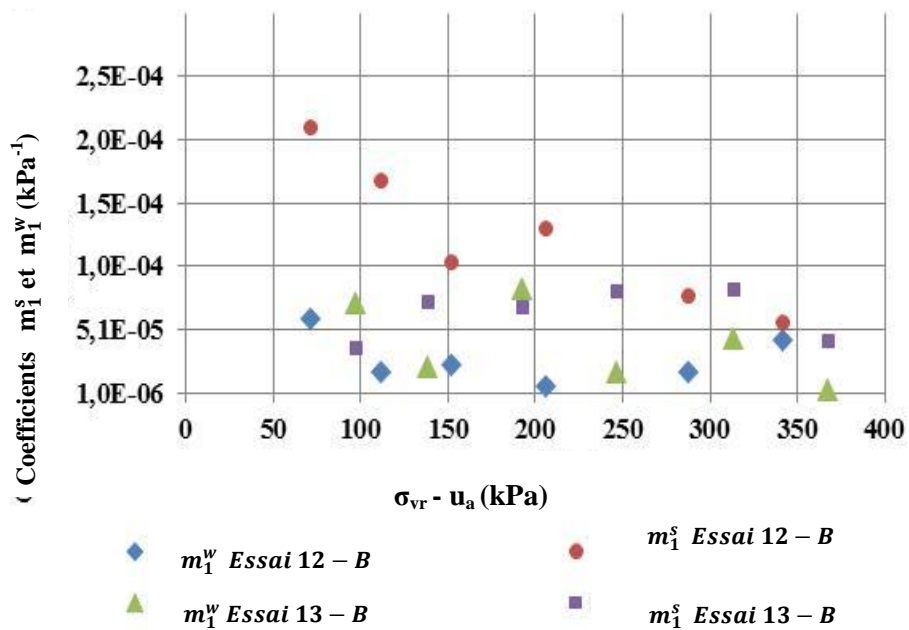


Figure 5.5: Coefficients de changement de volume  $m_1^w$  et  $m_1^s$  en fonction de la contrainte verticale nette corrigée pour les essais de compression 12-B et 13-B en échelle semilogarithmique (a) et arithmétique (b) (suction contrôlée de 43 et 73  $\text{kPa}$ ).

Le coefficient  $m_1^w$  est toutefois plus faible que le coefficient  $m_1^s$  pour une valeur donnée pour les essais de compression sous une succion constante de 43 kPa et 73 kPa. Ce comportement a aussi été rapporté par Rahardjo (1990) dans des essais de compression sous succion constante pour un matériau de type ML.

### 5.3.3 Essai sous succion croissante

Les essais de compression 12-A et 13-A menés sous une succion croissante ont été réalisés avec une contrainte verticale qui dépasse la succion maximale appliquée. Ce chargement mécanique permet d'éviter l'effet de retrait au niveau des parois internes de la colonne sous l'effet de la succion. Le déplacement vertical de la surface de l'éprouvette est mesuré avec la masse d'eau extraite (à chaque palier de succion) et les pressions d'eau interstitielles.

Les résultats de ce type d'essai ont permis d'établir des relations expérimentales entre les paramètres géotechniques (i.e  $e$ ,  $S_r$  et  $\theta$  versus  $\psi$  et  $w$  %) qui sert à définir le comportement des résidus CM déformables. Les relations entre le degré de saturation  $S_r$  ou la teneur en eau volumique  $\theta$  en fonction de la teneur en eau gravimétrique et de la succion représentent la courbe de rétention eau. La courbe du retrait volumique est représentée par la relation entre l'indice des vides en fonction de la succion et la teneur en eau (voir figures 5.6 et 5.7 et l'annexe 36). Ces résultats ont aussi permis d'obtenir les coefficients de changement de volume du squelette granulaire  $m_2^s$  et de volume de l'eau interstitielle  $m_2^w$  pour une succion croissante.

#### ➤ Essai 12-A sous succion croissante jusqu'à 43 kPa

L'essai 12-A incluait une augmentation progressivement de la succion (par palier) de 0 à 43 kPa sous une contrainte normale nette constante  $(\sigma_{vr} - u_a) = 44$  kPa. La figure 5.6 (a-f) montre les différentes relations hydrogéotechniques obtenues pour les résidus CM (Osisko) déformables pour cet essai à succion croissante :

##### a) Relation $S_r$ - $w$

Le degré de saturation  $S_r$  est maintenu à 100% malgré une perte d'eau, pour une variation de la teneur en eau allant de 25,33% à 24,20%. Pour  $w = w_a = 24,20\%$ , il y'a le début de la désaturation de l'éprouvette. Le degré de saturation diminue de 100% à 97,87% (à  $\psi = 43$  kPa).

b) Relation  $S_r - \psi$ :

Cette relation montre que le matériau reste saturé ( $S_r = 100\%$ ) avec un accroissement de la succion de 0 à 30 kPa. Pour  $\psi > 30$  kPa, on constate que le degré de saturation  $S_r$  est inférieur à 100%. La valeur d'entrée d'air AEV  $\sim 30$  kPa selon ce résultat.

c) Relation  $e - w$ 

La relation  $e-w$  représente la courbe de retrait volumique. Cette courbe bilinéaire est constituée de deux droites (tel que rapporté par Saleh Mbemba, 2010). L'indice des vides  $e$  diminue de 0,697 à 0,666 dans un intervalle de teneur en eau  $w$  de 25,33% à 24,20. Cette diminution se produit selon une première droite avec une pente qui représente la courbe de retrait normal. L'éprouvette reste alors saturée malgré le changement de volume. Pour  $w < 24,20\%$ , il y'a une légère variation de l'indice des vides entre 0,666 et 0,660. La deuxième ligne représente la zone de retrait nulle, pour une succion de 43 kPa. On peut déduire que la teneur en eau au début de la désaturation  $w_a = 24,20\%$ . La limite de retrait  $w_s$  est similaire à la valeur de  $w_a$  avec une phase résiduelle presque nulle pour ce matériau. L'indice des vides à l'entrée d'air  $e_a$  est de l'ordre de 0,666.

d) Relation  $e - \psi$ 

La relation  $e - \psi$  montre une diminution de l'indice des vides avec un accroissement de la succion (par palier) de 0 à 43 kPa. La valeur de l'entrée d'air correspond à  $e_a$  est de 30 kPa.

La valeur de la succion au retrait nul n'est pas atteinte, comme il est mentionné ci-dessus (relation  $e-w$ ).

e) Relation  $\theta - w$ 

La relation  $\theta-w$  représente la phase d'assèchement et de changement de volume. La teneur en eau volumique initiale est de 0,49 ( $\theta = n$  pour  $S_r=100\%$ ). La valeur de la teneur en eau volumique au début de la désaturation  $\theta_a$  est environ 0,418 pour une valeur de la teneur en eau massique au début de la désaturation  $w_a = 24,20\%$  (pour  $n = 0,411$ ,  $e_a = 0,666$ ).

f) Relation  $\theta - \psi$ 

Cette relation peut aussi représenter la courbe de rétention d'eau du matériau. La courbe tracée dans le plan  $\theta - \psi$  soulève toutefois une difficulté pour extraire la valeur de l'AEV par la méthode

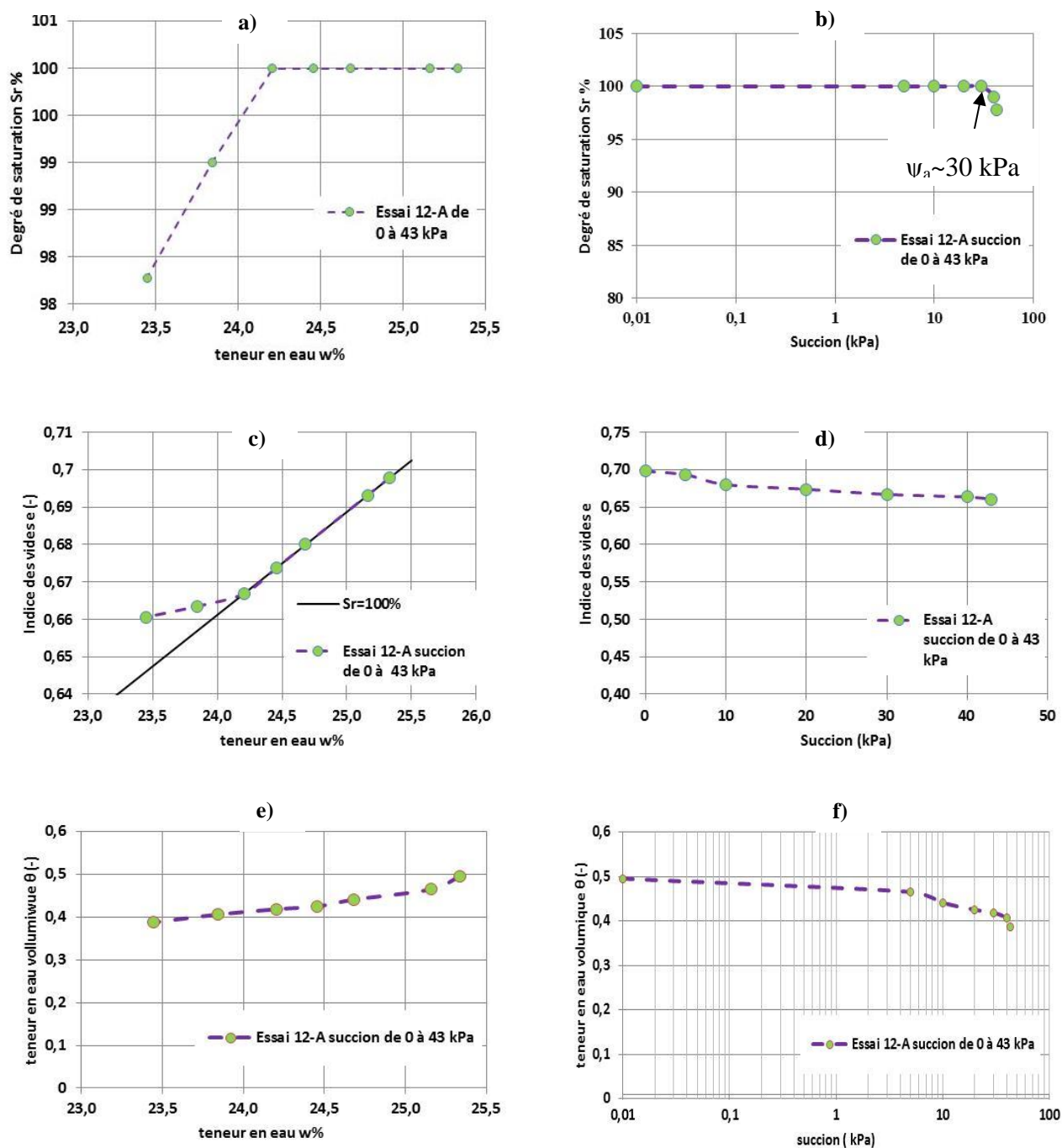


Figure 5.6: Représentation des relations hydro-géotechniques obtenues pour l'essai 12-A à succion croissante ( $\psi = 0$  à 43 kPa) ; a) Relation  $S_r$  -  $w$  ; b) Relation  $S_r$  -  $\psi$  ; c) Relation  $e$  -  $w$  ; d) Relation  $e$  -  $\psi$  ; e) Relation  $\theta$  -  $w$  ; f) Relation  $\theta$  -  $\psi$ .

des tangentes à cause du changement de volume lors de l'accroissement de la succion (Mbonimpa et al. 2006a).

Ces résultats donnent une valeur d'entrée d'air  $\psi_a$  proche de 30 kPa. Cette valeur est supérieure à celle obtenue dans les essais en cellule de pression menés par Saleh Mbemba (2010) pour des résidus de plusieurs sites miniers (p. ex. Goldex avec  $\psi_a = 16,5$  kPa, Laronde avec  $\psi_a = 18$  kPa, Manitou1 avec  $\psi_a = 21$  kPa) et les résidus CM ( $\psi_a = 21$  kPa, Saleh Mbemba 2016 communication personnelle). Cette différence peut être attribuée, en partie, à l'effet du chargement axial durant l'essai de succion croissante plutôt qu'un chargement nul au cours de l'essai de cellule de pression.

La limite de retrait obtenue par Saleh Mbemba (2010) est proche de 20,1% pour les résidus de mine Laronde. L'indice des vides final obtenu est de 0,66 pour l'essai 12-A. Saleh Mbemba (2010) a rapporté des valeurs de  $e_f$  qui varie de 0,61 à 1,09.

#### ➤ Essai 13-A sous succion croissante jusqu'à 73 kPa

L'essai 13-A incluait également un accroissement progressif de la succion (par palier) de 0 à 73 kPa sous une contrainte verticale nette constante  $(\sigma_{vr} - u_a) = 70$  kPa. La figure 5.7 (a-f) présente aussi les différentes relations hydrogéotechniques obtenues pour les résidus CM (Osisko) déformables pour cet essai de succion croissante: ces relations sont décrites dans ce qui suit :

##### a) Relation $S_r$ - $w$

Le degré de saturation  $S_r$  est maintenu constant à 100% malgré une diminution de la teneur en eau massique  $w$  allant de 25,1 à 22,65%. Pour  $w = w_a = 22,65\%$ , il y'a le début de désaturation de l'éprouvette. Le degré de saturation  $S_r$  diminue de 99,65 à 62% (à  $\psi = 73$  kPa)

##### b) Relation $S_r$ - $\psi$ :

Cette relation montre que le matériau reste saturé ( $S_r=100$ ) avec un accroissement de la succion de 0 à 45 kPa. Pour  $\psi > 45$  kPa, on constate le début de la désaturation à une pression d'entrée d'air  $\psi_a \sim 45$  kPa.

c) Relation  $e-w$ 

La courbe de retrait volumique commence par une légère diminution de l'indice des vides  $e$  de 0,692 à 0,690 dans un intervalle de teneur en eau  $w$  allant de 25,1% à 24,20%. Pour  $22,65\% < w < 24,20\%$ ,  $e$  varie de 0,690 à 0,667 selon une première droite avec une pente, parallèle à la ligne de saturation ( $S_r\%=100$ ) et qui représente la courbe de retrait normal. Pour  $w < 22,65\%$ , une faible variation de l'indice des vides  $e$  de 0,667 à 0,66 a été enregistrée. La deuxième ligne représente la zone de retrait nulle. On peut déduire que la teneur en eau au début de la désaturation  $w_a \sim 22,65\%$ . La limite de retrait  $w_s$  est similaire à la valeur de  $w_a$  avec une phase résiduelle presque nulle pour ce matériau. L'indice des vides à l'entrée d'air  $e_a$  est de l'ordre de 0,667 et l'indice des vides final  $e_f$  est de l'ordre de 0,66.

d) Relation  $e - \psi$ 

La relation  $e - \psi$  montre une légère diminution de l'indice des vides  $e$  dans l'intervalle de succion 0-20 kPa. Cette faible déformation est attribuée au chargement mécanique initial. Pour une succion de 20 à 45 kPa, on constate une diminution plus marquée de l'indice des vides  $e$ , qui va de 0,690 à 0,66. Cette phase correspond au retrait normal (où la variation de l'indice des vides est proportionnelle à la variation de la teneur en eau massique  $w$ ). La valeur d'entrée d'air AEV correspond à  $e_a$  est de 45 kPa. Pour  $\psi > 45$  kPa, l'indice des vides est très peu affecté par un accroissement de la succion. Cette phase correspond à la zone de retrait nul.

e) Relation  $\theta - w$ 

La teneur en eau volumique initiale est de 40 % ( $\theta = n$  pour  $S_r=100\%$ ). La valeur de la teneur en eau à la désaturation  $\theta_a$  est environ 0,3683 pour une valeur de la teneur en eau massique au début de la désaturation  $w_a = 22,50\%$  (pour  $n = 0,40$  et  $e_a = 0,667$ ). La relation linéaire  $\theta - w$  est analysée en détail à la section 6.22.

f) Relation  $\theta - \psi$ 

La courbe de rétention d'eau des résidus est obtenue avec une augmentation de la succion sous un chargement externe constant (mécanique). La méthode des tangentes ne permet pas d'obtenir l'AEV à cause du changement de volume lors de l'accroissement de la succion (Mbonimpa et al.2006a).

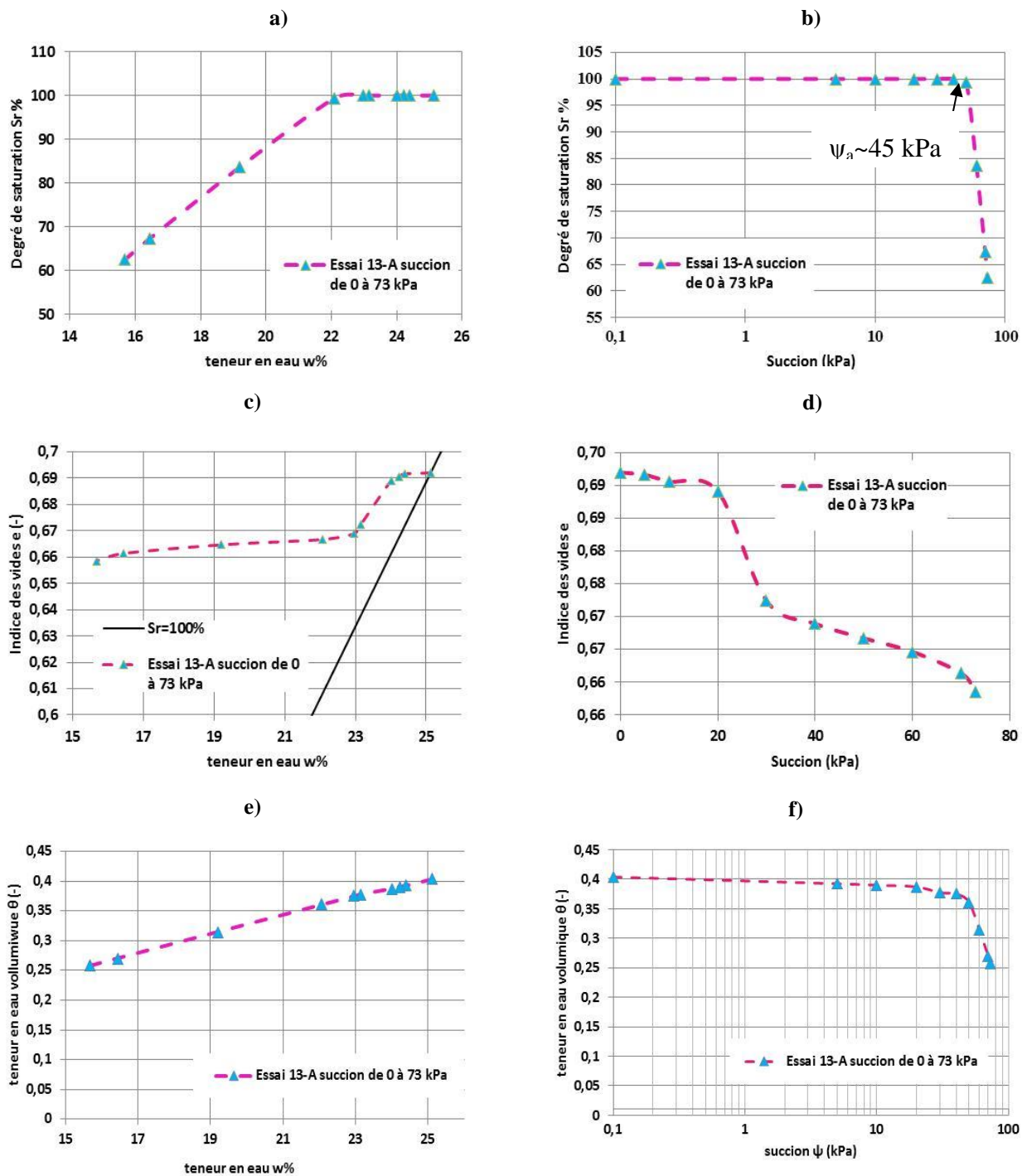


Figure 5.7: Représentation des relations hydro-géotechniques obtenues pour l'essai 13-A à suction croissante ( $\psi = 0$  à 73 kPa) ; a) Relation  $S_r$  -  $w$  ; b) Relation  $S_r$  -  $\psi$  ; c) Relation  $e$  -  $w$  ; d) Relation  $e$  -  $\psi$  ; e) Relation  $\theta$  -  $w$  ; f) Relation  $\theta$  -  $\psi$



L'essai 13-A permet d'obtenir une valeur d'entrée d'air  $\psi_a$  proche de 45 kPa, cette valeur est supérieure à celles obtenues à l'essai 12-A ( $\psi_a \sim 30$  kPa) pour des résidus CM. La teneur en eau au début de la désaturation est 22,50%. La teneur en eau volumique au début de la désaturation  $\theta_a$  est proche de 0,3683. On constate que le chargement mécanique vertical influence la valeur de la pression d'entrée d'air, la teneur en eau volumique au début de la désaturation et la porosité. Cet aspect est discuté plus loin au chapitre 6.

### 5.3.4 Coefficients de changement de volume

- **Essais de succion croissante 12-A et 13-A :**

Pour ces essais, la succion est augmentée progressivement (au-delà de l'AEV) sous un chargement axial constant. Les coefficients de changement de volume du squelette granulaire  $m_2^s$  et de volume de l'eau interstitielle  $m_2^w$  sont évalués selon la succion matricielle ( $u_a - u_w$ ), alors que les coefficients  $m_1^s$  et  $m_1^w$  dépendent de la variation de la contrainte verticale nette (corrigée pour l'effet de la friction). Les coefficients  $m_2^s$  et  $m_2^w$  ne dépendent que de la succion (indépendamment de la friction, voir équations 2-44 et 2-45).

- Par exemple le palier 4 de l'essai 12-A,  $V_{V4} = 590,55 \text{ cm}^3$  et  $V_0 = 1663,08 \text{ cm}^3$ ; dans ce cas, on obtient :

$$\frac{V_{V4}}{V_0} = \frac{590,55}{1663,08} = 0,35509$$

- Pour le palier 5 de l'essai 12-A  $V_{V5} = 588,07 \text{ cm}^3$  et  $V_0 = 1663,08 \text{ cm}^3$  :

$$\frac{V_{V5}}{V_0} = \frac{588,07}{1663,08} = 0,35360$$

La valeur de la succion pour les paliers 4 et 5 (essai 12-A) est respectivement 5 kPa et 10 kPa. Le coefficient  $m_2^s$  (équation 2-44, Fredlund et Rahardjo, 1993) pour le palier 5 est calculé comme suit :

$$m_2^s = \frac{d\left(\frac{V_v}{V_0}\right)}{d(u_a - u_w)} = \frac{0,35509 - 0,35360}{10 - 5} \text{ kPa}^{-1} = 2,99 * 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$$

Le coefficient de changement de volume de l'eau interstitielle  $m_2^w$  ( $\text{kPa}^{-1}$ ) est obtenu comme suit (équation 2-45, Fredlund et Rahardjo, 1993) :

La valeur de  $V_w$  pour les paliers 4 et 5 de l'essai 12-B est respectivement  $V_w = 658,47 \text{ cm}^3$  et  $V_w = 623,01 \text{ cm}^3$ , ce qui donne :

$$m_2^w = \frac{d\left(\frac{V_w}{V_0}\right)}{d(u_a - u_w)} = \frac{\left(\frac{658,47}{1663,08} - \frac{623,01}{1663,08}\right)}{10 - 5} = 4,26 * 10^{-3} \text{ kPa}^{-1}$$

On a évalué les coefficients de changement de volume  $m_2^w$  et  $m_2^s$  selon la succion, pour les essais de compression sous une succion croissante, les résultats sont présentés aux tableaux 5.7 et 5.8 et à la figure 5.8.

Les tableaux 5.7 et 5.8 montrent les valeurs individuelles des coefficients  $m_2^w$  et  $m_2^s$  (pour chaque palier) pour les essais de compression sous succion croissante 12-A et 13-A. Les valeurs de  $m_2^w$  varient de  $6,61 * 10^{-4}$  à  $5,33 * 10^{-3} \text{ kPa}^{-1}$  pour l'essai 12-A (succion croissante de 0 à 43 kPa), et de  $2,7 * 10^{-4}$  à  $3,8 * 10^{-3} \text{ kPa}^{-1}$  pour l'essai 13-A (succion croissante de 0 à 73 kPa). Rahardjo (1990) a rapporté des valeurs de  $m_2^w$  qui varient de  $3,1 * 10^{-4}$  à  $2,8 * 10^{-3} \text{ kPa}^{-1}$  pour un sol de type ML (sable fin silteux peu plastique, avec un indice de plasticité  $I_p = 5,6\%$ ). Le coefficient  $m_2^s$  a une valeur allant de  $1,70 * 10^{-4}$  à  $4,72 * 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$  pour l'essai 12-A, et varie de  $8,8 * 10^{-5}$  à  $9,6 * 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$  pour l'essai 13-A. Ces valeurs sont incluses dans l'intervalle  $2,3 * 10^{-5}$  -  $4,8 * 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$  obtenues par Rahardjo (1990) pour un matériau de type ML.

La figure 5.8 montre les valeurs des coefficients de changement de volume du squelette granulaire  $m_2^s$  et de volume de l'eau interstitielle  $m_2^w$  pour les essais de succion croissante 12-A et 13-A. Pour l'essai 12-A (succion de 0 à 43 kPa), la valeur moyenne de  $m_2^w = 3,08 * 10^{-3} \text{ kPa}^{-1}$ , alors que celle du coefficient  $m_2^s = 3,07 * 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$ . Pour l'essai 13-A (succion de 0 à 73 kPa), la valeur moyenne du coefficient  $m_2^w = 1,9 * 10^{-3} \text{ kPa}^{-1}$ , tandis que le coefficient  $m_2^s$  est de  $2,8 * 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$ . Le coefficient  $m_2^w$  est supérieur au coefficient  $m_2^s$  pour ces essais sous une succion croissante. Lors d'un accroissement de la succion (chargement hydraulique), la phase d'eau interstitielle est sollicitée directement. Cela mène à un changement de volume de l'eau interstitielle plus grand que le volume total de l'éprouvette (squelette granulaire) pour une charge axiale constante. Ce type de comportement a aussi été rapporté par Rahardjo (1990) dans le cas d'un essai de compression sous succion croissante (une charge axiale constante).

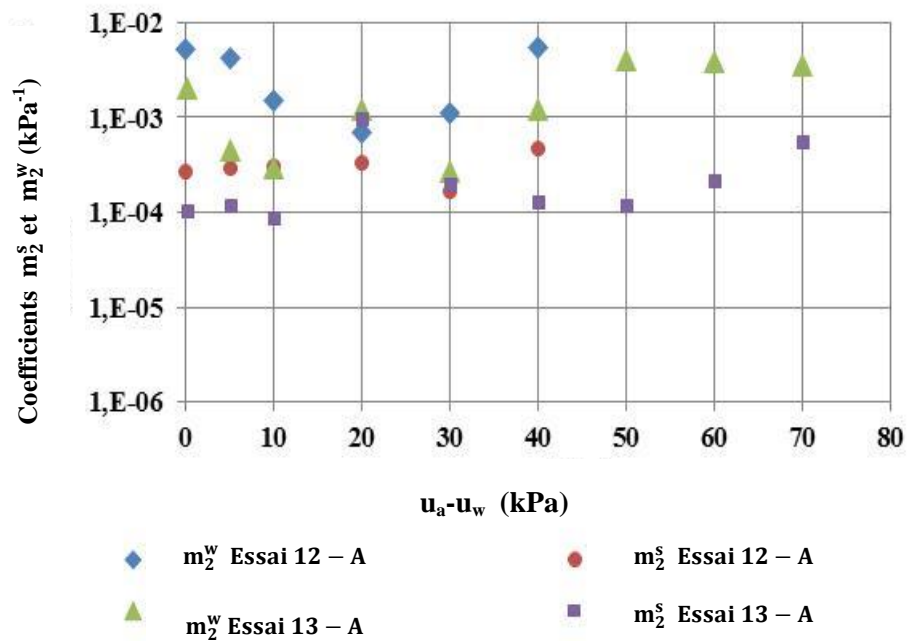
Tableau 5.7 : Valeurs des coefficients de changement de volume  $m_2^w$  et  $m_2^s$  en fonction de la contrainte normale nette pour l'essai de compression 12-A sous une succion croissante ( $\psi = 0$  à 43 kPa)

Succion $\psi$ (kPa)	$(\sigma_{vr} - u_a)$ constante (kPa)	$m_2^w$ (kPa <sup>-1</sup> )	$m_2^s$ (kPa <sup>-1</sup> )
0	44	-----	-----
5	44	$5,24 \cdot 10^{-3}$	$2,64 \cdot 10^{-4}$
10	44	$4,26 \cdot 10^{-3}$	$2,99 \cdot 10^{-4}$
20	44	$1,47 \cdot 10^{-3}$	$3,06 \cdot 10^{-4}$
30	44	$6,91 \cdot 10^{-4}$	$3,30 \cdot 10^{-4}$
40	44	$1,12 \cdot 10^{-3}$	$1,70 \cdot 10^{-4}$
43	44	$5,33 \cdot 10^{-3}$	$4,72 \cdot 10^{-4}$
Moyenne arithmétique		$3,02 \cdot 10^{-3}$	$3,07 \cdot 10^{-4}$

Tableau 5.8 : Valeurs des coefficients de changement de volume  $m_2^w$  et  $m_2^s$  en fonction de la contrainte verticale nette pour l'essai de compression 13-A sous une succion croissante ( $\psi = 0$  à 43 kPa)

Succion (kPa)	$(\sigma_{vr} - u_a)$ constante (kPa)	$m_2^w$ (kPa <sup>-1</sup> )	$m_2^s$ (kPa <sup>-1</sup> )
0	70	-----	-----
5	70	$2,1 \cdot 10^{-3}$	$1,0 \cdot 10^{-4}$
10	70	$4,6 \cdot 10^{-4}$	$1,2 \cdot 10^{-4}$
20	70	$3,0 \cdot 10^{-4}$	$8,8 \cdot 10^{-5}$
30	70	$1,2 \cdot 10^{-3}$	$9,6 \cdot 10^{-4}$
40	70	$2,7 \cdot 10^{-4}$	$2,0 \cdot 10^{-4}$
50	70	$1,2 \cdot 10^{-3}$	$1,3 \cdot 10^{-4}$
60	70	$4,0 \cdot 10^{-3}$	$1,2 \cdot 10^{-4}$
70	70	$3,8 \cdot 10^{-3}$	$2,2 \cdot 10^{-4}$
73	70	$3,6 \cdot 10^{-3}$	$5,5 \cdot 10^{-4}$
Moyenne arithmétique		$1,9 \cdot 10^{-3}$	$2,8 \cdot 10^{-4}$

a)



b)

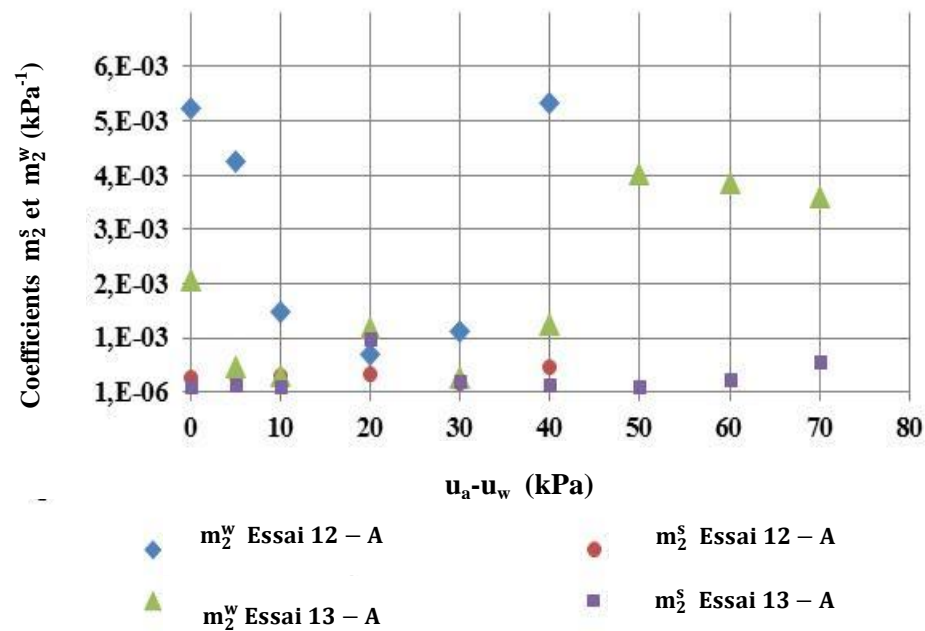


Figure 5.8: Coefficients de changement de volume  $m_2^w$  et  $m_2^s$  en fonction de la succion matricielle pour les deux essais de succion croissante 12-A ( $\psi = 0$  à 43 kPa,  $(\sigma_{vr} - u_a) = 44$  kPa) et 13-A ( $\psi = 0$  à 73 kPa,  $(\sigma_{vr} - u_a) = 70$  kPa) en échelle logarithmique (a) et arithmétique (b).

## 5.4 Génération et dissipation des pressions interstitielles en excès

Les pressions interstitielles ont été mesurées sur la longueur des éprouvettes par les trois tensiomètres placés aux positions ; T2 ( $z_1 = 0,628$  cm près de la base), T3 ( $z_2 = 5,8$  cm, au milieu) et T4 ( $z_3 = 12,2$  cm, proche de la surface de drainage). Le tensiomètre T1 est placé en dessous du disque en céramique à la base de la colonne afin de mesurer la succion. Des résultats typiques de dissipation des surpressions interstitielles sont présentés ici pour les essais de compression sous succion constante (8 à 11 et 12-B à 13-B) et les essais de compression sous succion croissante (12-A et 13-A).

### 5.4.1 Essais de compression sous une succion constante

#### ➤ Chargement axial en conditions (quasi) saturées - Essai 8

La figure 5.9 illustre l'évolution des pressions interstitielles mesurées en fonction du temps pour le début de l'essai de compression 8. Des pressions en excès sont générées en réponse à l'application d'une charge verticale de 18 kPa (corrigée pour l'effet de la friction), sous des conditions saturées ; avant l'application de la succion de 5 kPa. Les pressions interstitielles montrent une réponse relativement rapide suite à l'accroissement des contraintes appliquées ( $\Delta\sigma_v = 18$  kPa) sur toute la longueur de l'éprouvette. La dissipation se poursuit jusqu'à l'obtention de l'équilibre hydrostatique, tel qu'il est montré à la figure 5.9a. La dissipation des pressions interstitielles est aussi présentée dans le plan Z (hauteur normalisée  $Z = z/H$  ;  $Z = 0$  est le haut de l'éprouvette ;  $Z = 1$  est la base de l'éprouvette)- u (pressions interstitielles totales mesurées) sous forme d'isochrones à la figure 5.9b. Ces isochrones décrivent la diminution des pressions interstitielles avec le temps, du bas ( $Z = 0,86$ ) en haut ( $Z = 0,12$ ) de l'éprouvette.

On constate un déplacement des isochrones vers la gauche ce qui correspond à une diminution progressive des surpressions interstitielles. Les pressions en excès se dissipent plus rapidement proche de la surface de drainage, par rapport à la base non drainée.

#### ➤ Essai 8 sous succion constante de 5 kPa

La figure 5.10 montre les pressions interstitielles générées suite à l'application d'un chargement axial sous une succion quasi-constante de 5 kPa (des paliers 4 à 13). La succion imposée en bas de l'éprouvette varie légèrement à cause d'un changement spontané du voltage d'entrée du générateur électrique. Les paliers 1 à 3 incluent un chargement vertical sous des conditions

saturées (voir plus de détails au tableau 5.1). Le tensiomètre T1 montre une valeur de succion quasi-constante de 5 kPa durant cette portion de l'essai 8. Les pressions d'eau mesurées par les tensiomètres T2, T3 et T4 montrent une augmentation en réponse à l'incrément de chargement appliqué  $\Delta\sigma_{vr}$  (corrigé pour l'effet de la friction). La dissipation des pressions interstitielles se produit jusqu'à l'obtention de l'équilibre hydrostatique. Pour les paliers 4 à 13, les valeurs des pressions interstitielles à l'équilibre sont -5,061 kPa pour T2, -5,56 kPa pour T3 et -6,19 kPa pour T4. Le palier 4 montre une valeur  $\Delta u_{max} = 17$  kPa pour un incrément  $\Delta\sigma_{vr} = 22$  kPa. Les paliers 5, 6 et 7 montrent respectivement les valeurs  $\Delta u_{max} = 5,5$ , 2,8 et 1,2 kPa pour un incrément  $\Delta\sigma_{vr} = 22$  kPa. Les valeurs de  $\Delta u_{max}$  diminuent avec le chargement incrémental.

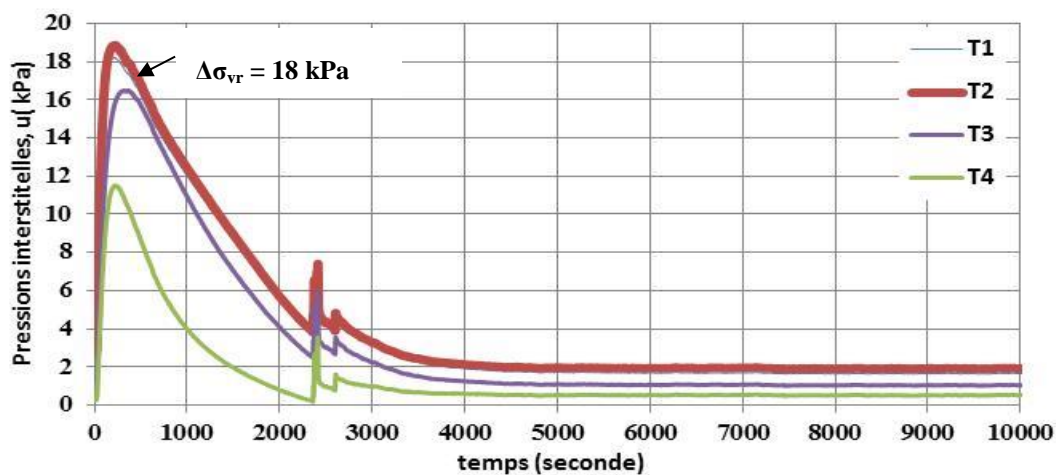
La figure 5.11 montre la dissipation des pressions interstitielles totales mesurées dans le plan Z (hauteur normalisée  $z/H$ )-u (pressions interstitielles mesurées) pour les paliers 4 à 9 et 10 à 13 (essai de compression 8). Les pressions interstitielles mesurées se dissipent selon l'allure usuelle lorsque ces pressions sont positives, tel que montré à la figure 5.11. Lorsque les pressions  $u \leq 0$  kPa, les isochrones de dissipation montrent une évolution quasi linéaire tel que montré à la figure 5.11. L'équilibre hydrostatique est atteint pour la totalité des paliers après environ de l'isochrone 45000 secondes. Quelques variations parasites des pressions d'eau sont attribuées à des changements brusques du voltage d'entrée au générateur électrique

#### ➤ Essai 9 sous succion constante de 10 kPa

Les pressions interstitielles totales mesurées sont montrées à la figure 5.12. Pour les paliers 4 à 13, les tensiomètres T2, T3 et T4 montrent une augmentation des pressions interstitielles le long de l'éprouvette en réponse au chargement axial sous une succion constante  $\psi = 10$  kPa. Les pressions maximales mesurées près de la base de la colonne par T2 varient de 23 à 0,2 kPa (du palier 4 à 13). Ces pressions deviennent plus faibles avec une augmentation de la charge axiale.

La dissipation des pressions interstitielles totales se produit jusqu'à l'obtention de l'équilibre hydrostatique. Les valeurs des pressions interstitielles à l'équilibre pour les tensiomètres T2, T3 et T4 sont respectivement -10,06, -10,56 et -11,19 kPa. La figure 5.13 montre la dissipation des pressions interstitielles dans le plan Z -u pour les paliers 4 à 13. La dissipation des pressions se produit selon l'allure usuelle lorsque ces pressions sont positives, tel que montré aux figures 5.13 a et 5.13 b. Pour les figures 5.13 c à 5.13 f, les isochrones de dissipation montrent une évolution

a)



b)

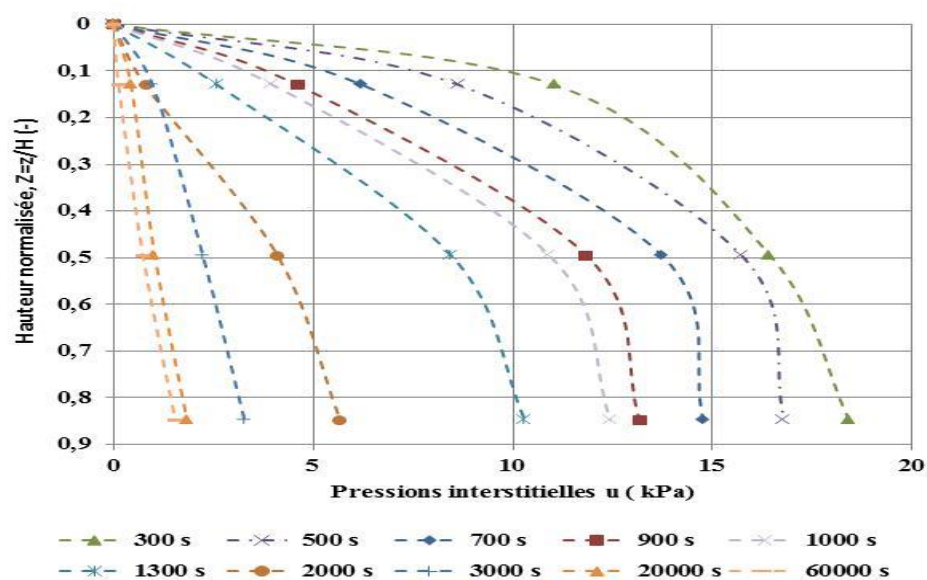


Figure 5.9 : Pressions interstitielles pour l'essai de compression 8 (palier 1) à l'état saturé générées le long de l'échantillon sous un accroissement de contrainte  $\Delta\sigma_{vr} = 18$  kPa (avec friction) en fonction du temps (a); isochrones de dissipation des pressions interstitielles  $u$  (b).



quasi linéaire lorsque les pressions  $u \leq 0$ . Ce comportement a été constaté aussi pour l'essai de compression 8. Par exemple, l'isochrone 500 sec de la figure 5.13 c montre une distribution linéaire des pressions le long de l'éprouvette. Les valeurs de pressions aux positions  $Z=0,12$ ,  $Z=0,50$  et  $Z=0,86$  (hauteur normalisée le long de l'éprouvette) sont respectivement -3 kPa, -1.9 kPa et -1 kPa. L'équilibre hydrostatique est atteint après environ 50000 secondes. Les pressions interstitielles à l'équilibre sont -10 kPa pour T2, -10,60 kPa pour T3 et -11,30 kPa pour T4.

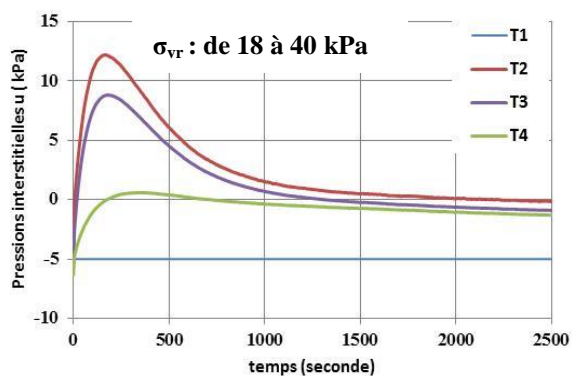
#### ➤ Essai 10 sous succion constante de 20 kPa

Les pressions interstitielles enregistrées durant l'essai de compression 10 sous succion constante de 20 kPa, sont montrées à la figure 5.14 (palier 4 au palier 11). La charge verticale appliquée varie de 16 à 285 kPa (corrigée pour l'effet de friction). Les mesures obtenues du tensiomètre T4 n'ont pas été analysées à cause d'une désaturation (présence des bulles d'air dans la chambre de saturation).

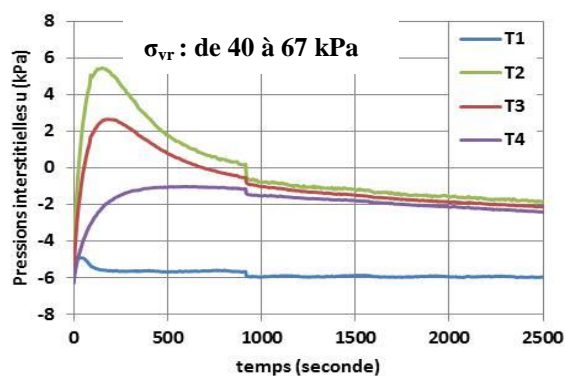
Les pressions sont mesurées juste par les tensiomètres T1, T2 et T3. L'évolution des pressions interstitielles montre la même tendance pour la totalité des paliers 4 à 11. Les valeurs des pressions totales sont négatives. Par exemple, le palier 7 est illustré à la figure 5.14 d.

Pour  $t < 10$  seconde, les pressions d'eau sont à l'équilibre hydrostatique suite à une succion imposée de 20 kPa. Pour l'intervalle de temps 10-850 secondes, une augmentation des pressions interstitielles a été observée en réponse à la charge verticale  $\sigma_{vr}$  de 93 à 120 kPa. Ces pressions atteignent des valeurs maximales ( $u < 0$  kPa) de -11 kPa pour T2 et -13,6 kPa pour T3. Une dissipation des pressions interstitielles se poursuit jusqu'à l'équilibre. Les valeurs des pressions d'eau à l'équilibre pour les T2 et T3 sont respectivement d'environ -20,57 et -21,20 kPa.

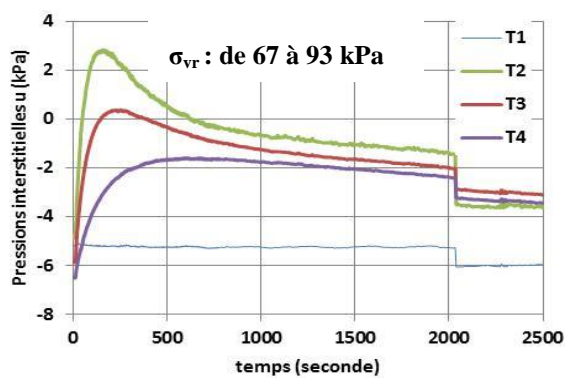
Les isochrones de dissipation des pressions mesurées le long de l'éprouvette sont illustrées à la figure 5.15 pour les paliers 4 à 11. Les pressions d'eau générées sont négatives. Les isochrones montrent une évolution quasi-linéaire similaire à celle obtenue pour les essais de compression 8 et 9. Par exemple, L'isochrone 700 secondes de la figure 5.15a montre une distribution linéaire des pressions. Les valeurs de pressions aux positions  $Z=0,50$  et  $Z=0,86$  sont respectivement -8,4 kPa et -11,3 kPa. L'équilibre hydrostatique est atteint après environ 10000 secondes. Les pressions d'eau à l'équilibre -20 kPa à la base ( $Z=0,86$ ) et -20,60 kPa ( $Z=0,5$ ) au centre de l'éprouvette.



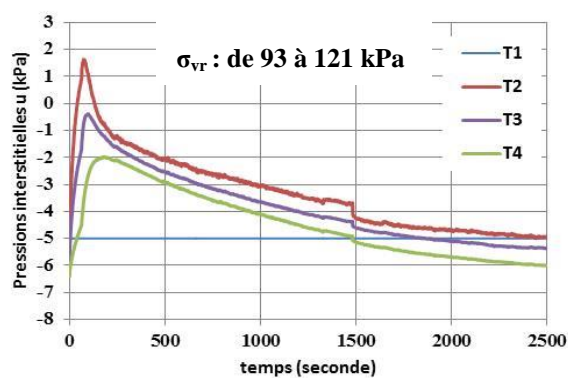
a)



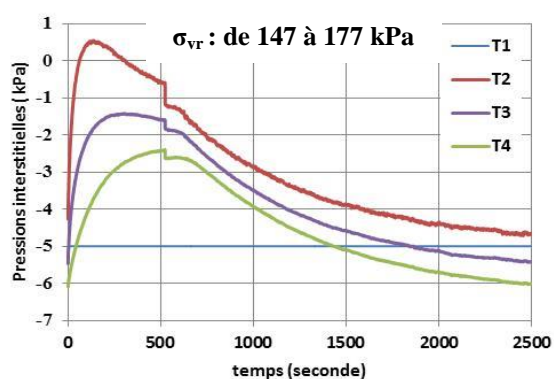
b)



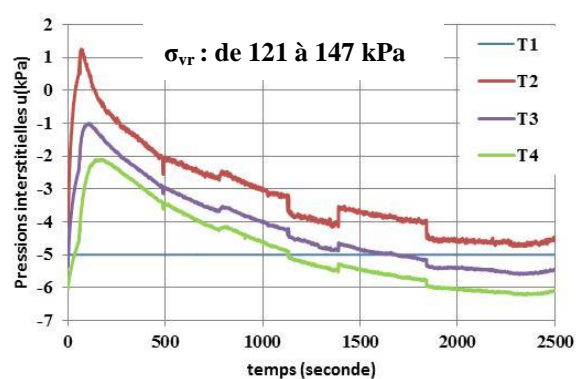
c)



d)



e)



f)

Figure 5.10: Pressions interstitielles pour l'essai de compression 8 (suction constante de 5 kPa) générées le long de l'éprouvette sous un accroissement progressif des contraintes; a) palier 4; b) palier 5; c) palier 6; d) palier 7; e) palier 8; f) palier 9.

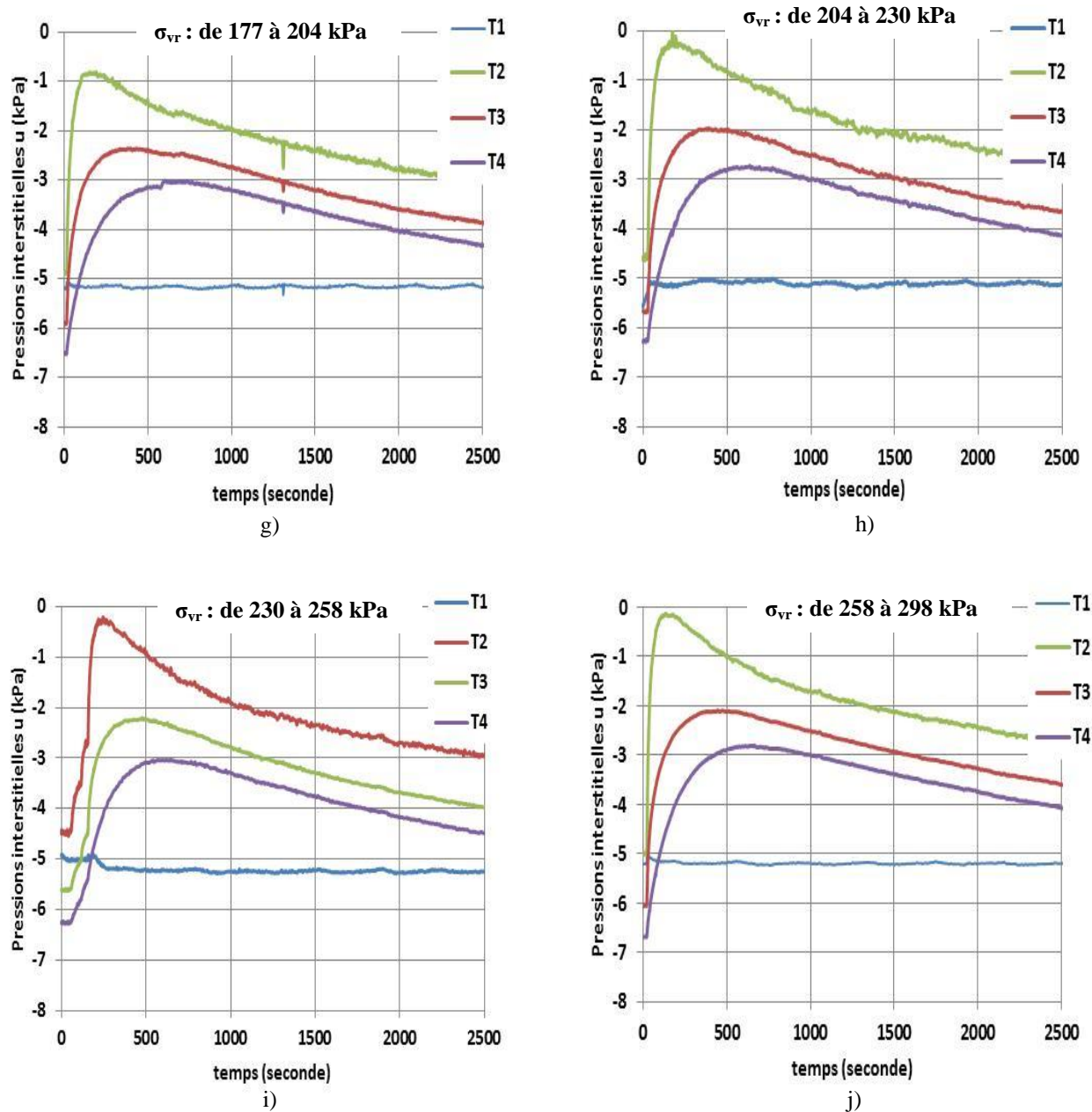


Figure 5.10: Pressions interstitielles pour l'essai de compression 8 (suction constante de 5 kPa) générées le long de l'éprouvette sous un accroissement progressif des contraintes; g) palier 10; h) palier 11 ; i) palier 12; j) palier 13 (suite).

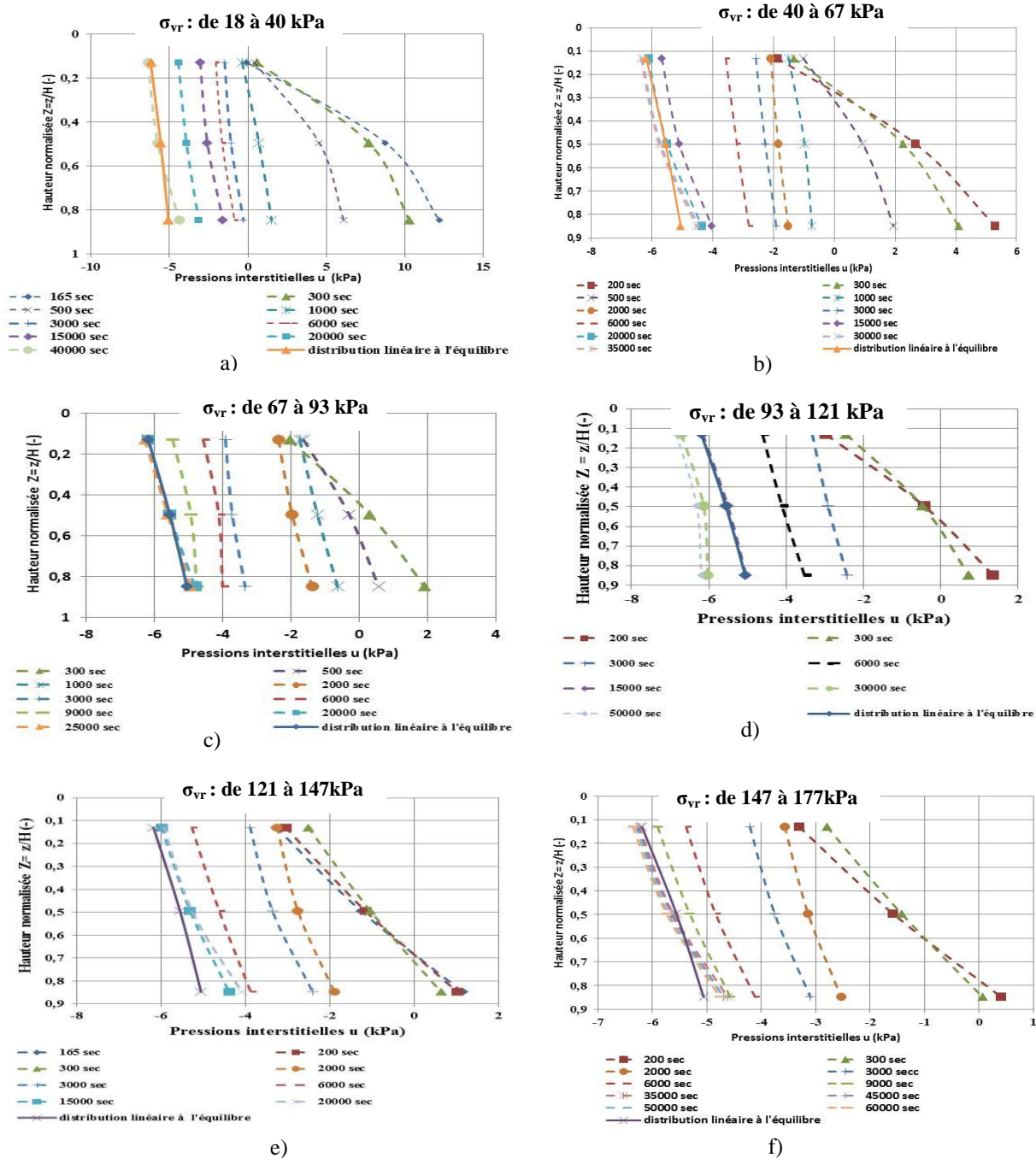
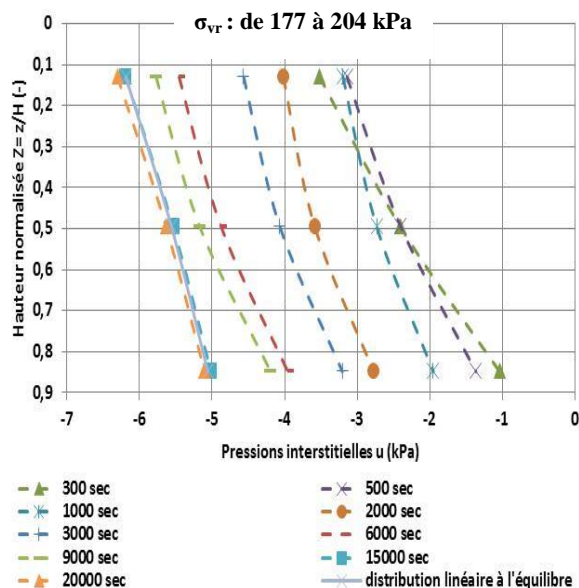
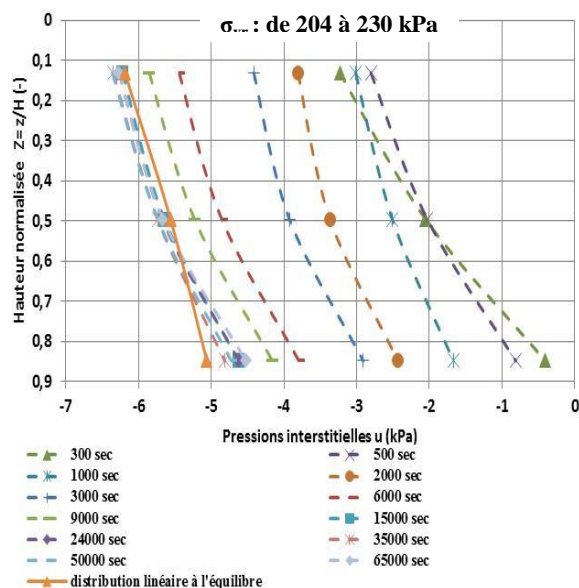


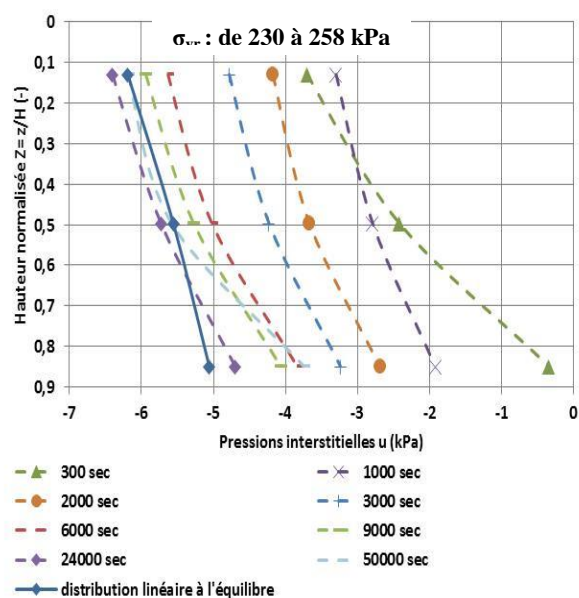
Figure 5.11: Distribution des pressions interstitielles totales générées le long de l'éprouvette sous un accroissement progressif des contraintes; a) palier 4; b) palier 5; c) palier 6; d) palier 7; e) palier 8; f) palier 9 ; essai de compression 8 sous succion constante de 5 kPa.



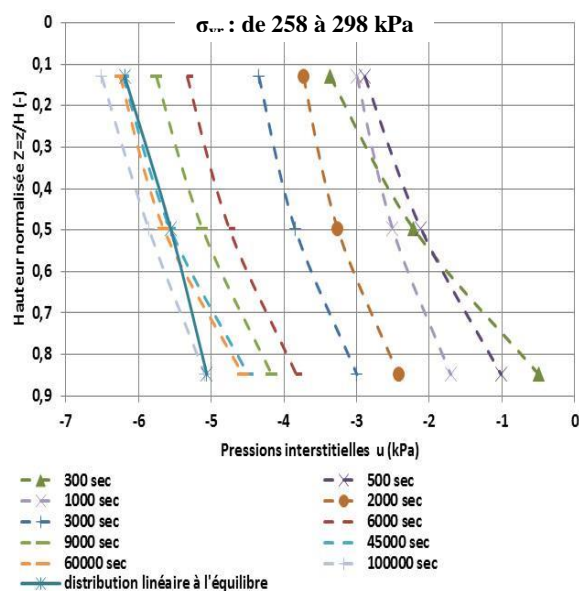
g)



h)



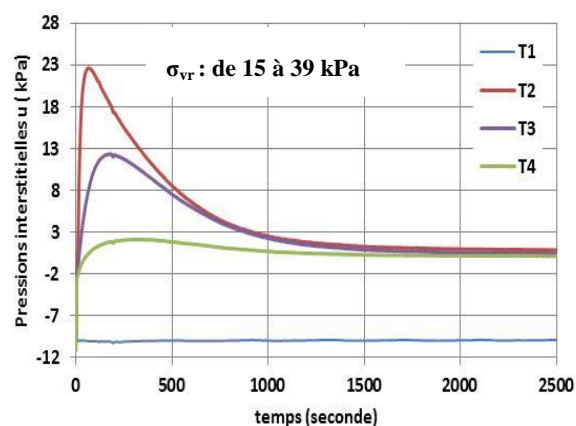
i)



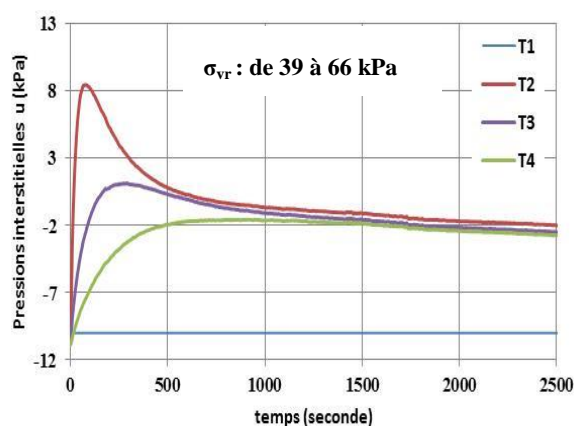
j)

Figure 5.11: Distribution des pressions interstitielles générées le long de l'éprouvette sous un accroissement progressif des contraintes ; g) palier 10; h) palier 11 ; i) palier 12; j) palier 13; essai de compression 8 sous succion constante de 5 kPa (suite).

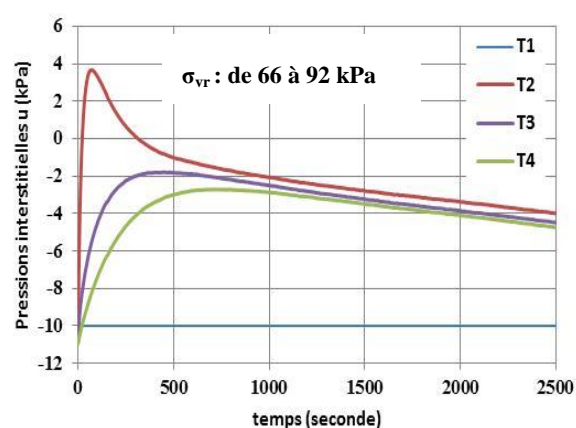




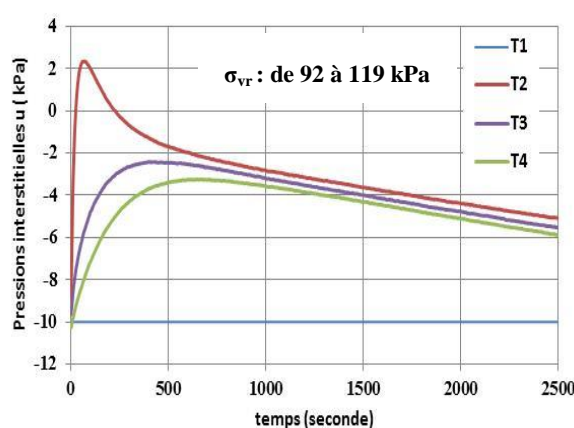
a)



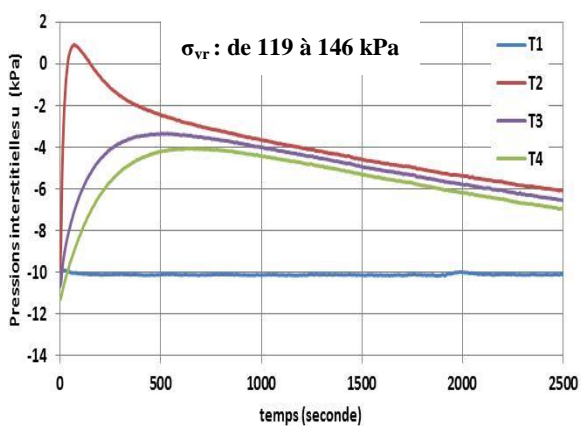
b)



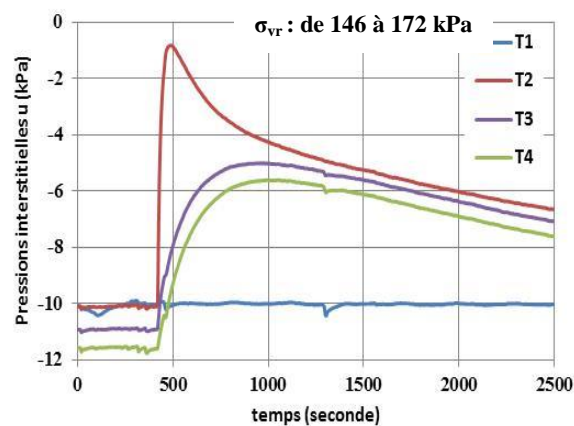
c)



d)

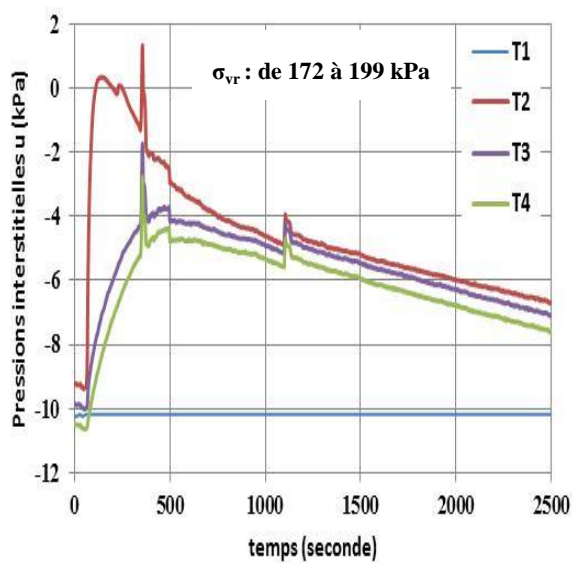


e)

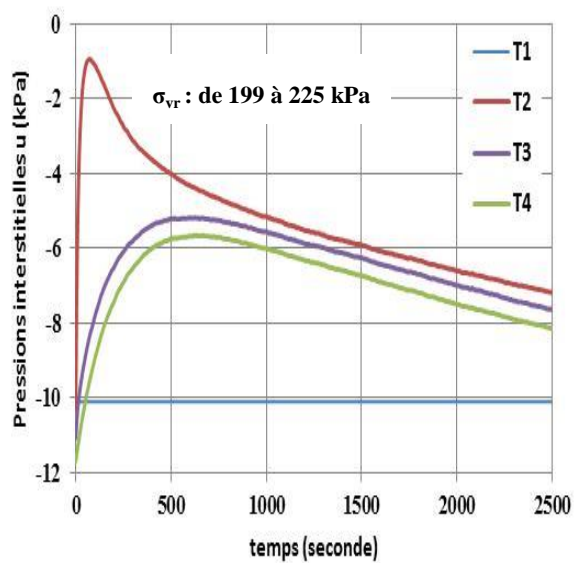


f)

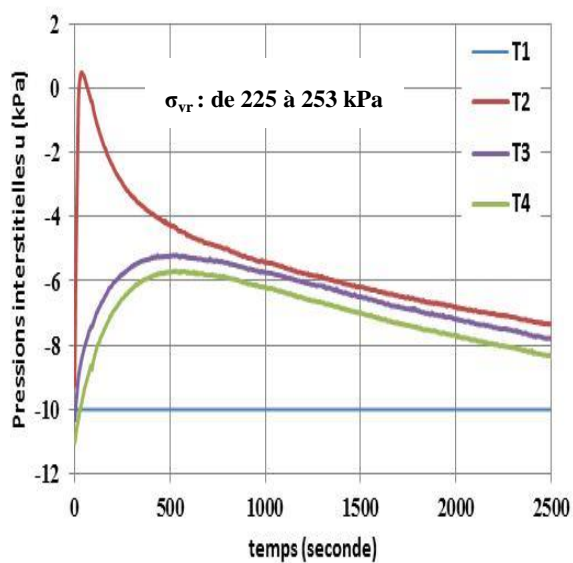
Figure 5.12 : Pressions interstitielles pour l'essai de compression 9 (sous une succion constante de 10 kPa) générées le long de l'éprouvette sous un accroissement progressif des contraintes; a) palier 4; b) palier 5; c) palier 6; d) palier 7; e) palier 8; f) palier 9



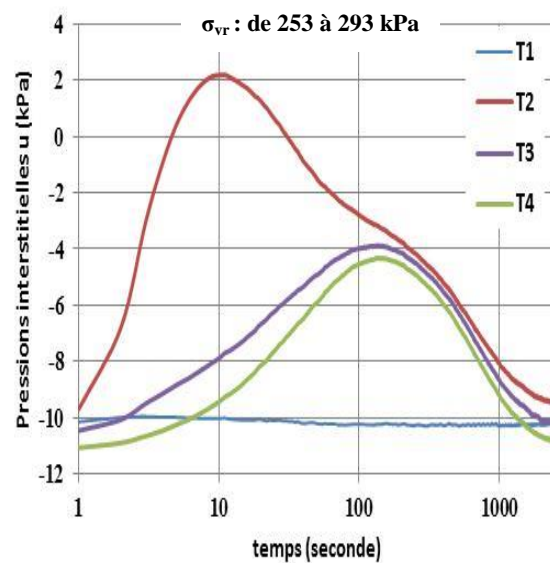
g)



h)



i)



j)

Figure 5.12 : Pressions interstitielles pour l'essai de compression 9 (sous une succion constante de 10 kPa) générées le long de l'éprouvette sous un accroissement progressif des contraintes; g) palier 10; h) palier 11; i) palier 12; j) palier 13 (suite).

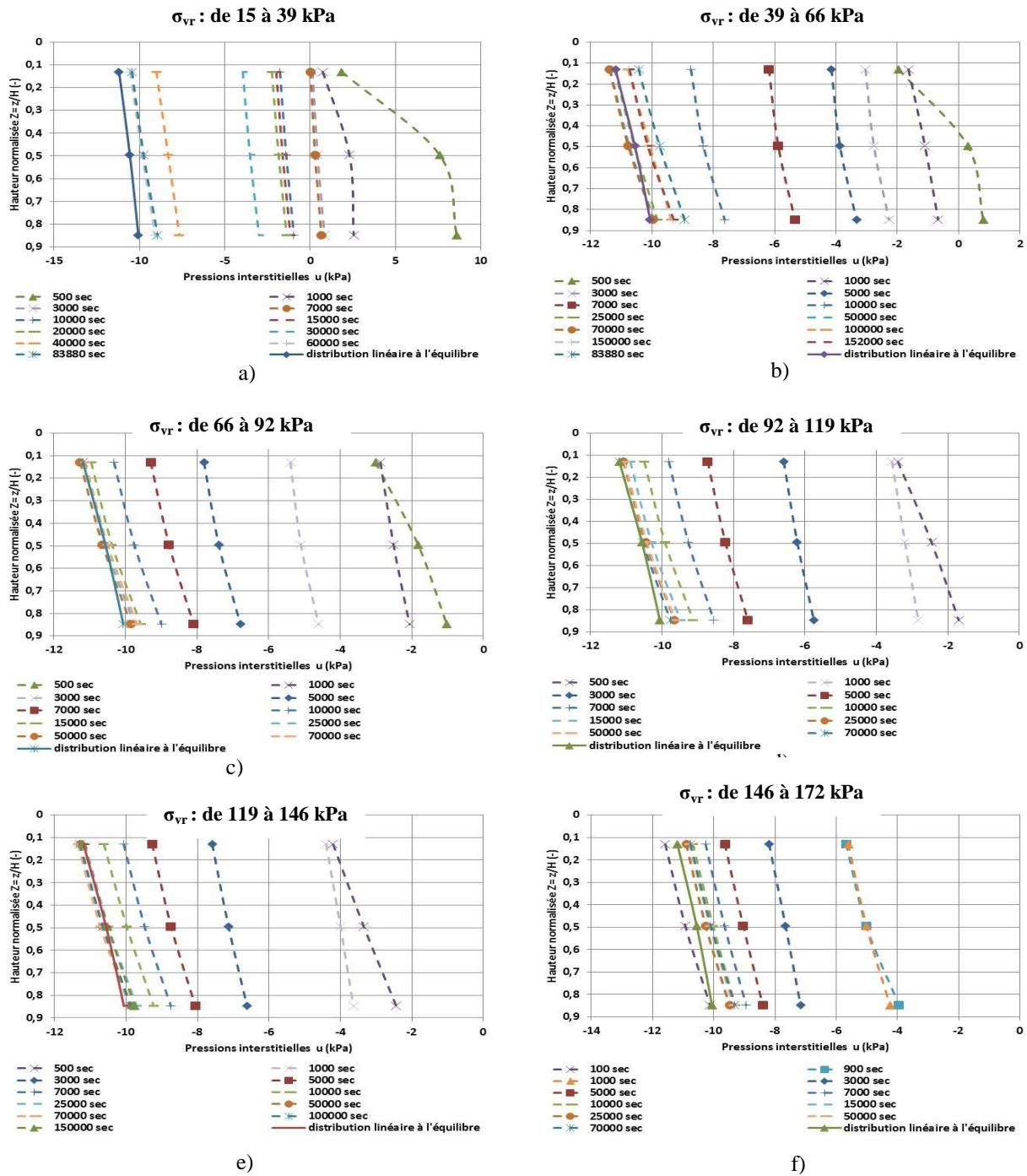


Figure 5.13: Distribution des pressions interstitielles générées le long de l'échantillon sous un accroissement progressif des contraintes ; a) palier 4; palier 5 ; c) palier 6; d) palier 7; e) palier 8; f) palier 9, essai de compression 9 sous succion constante de 10 kPa.



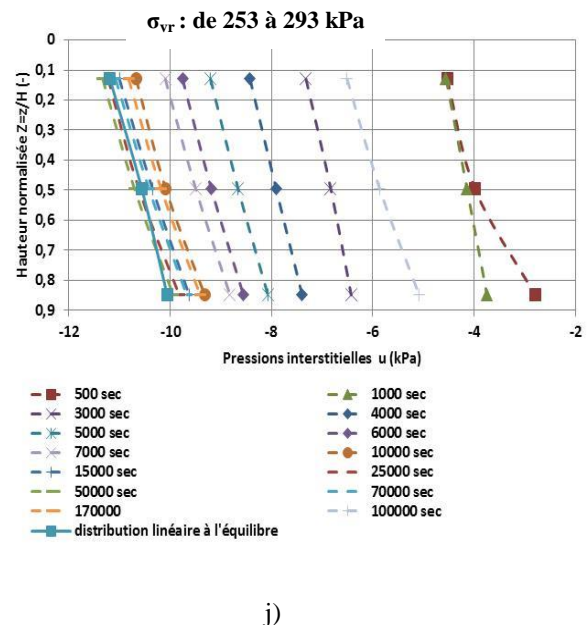
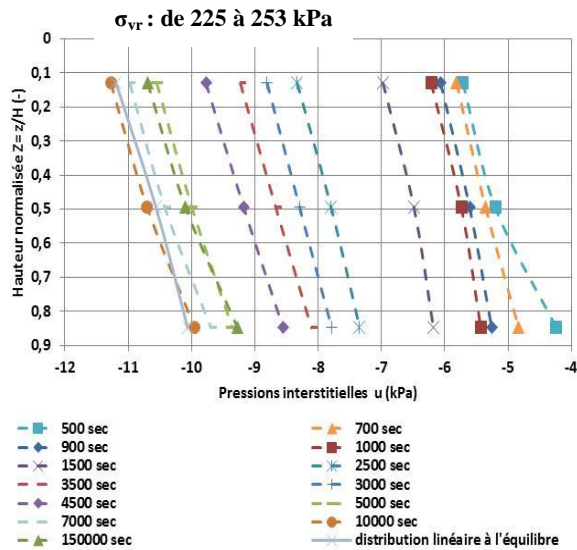
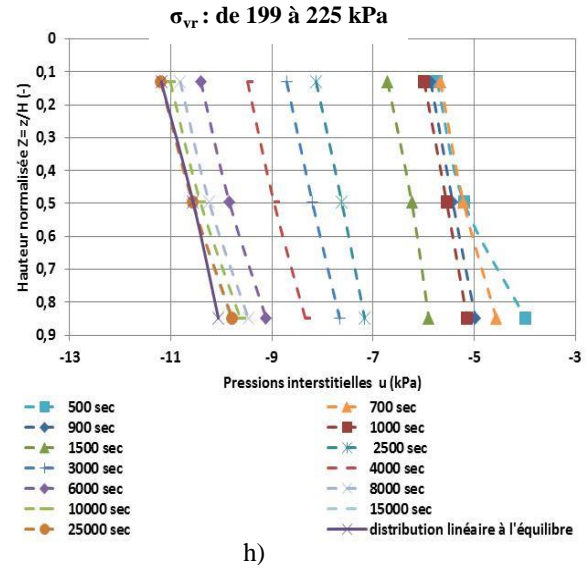
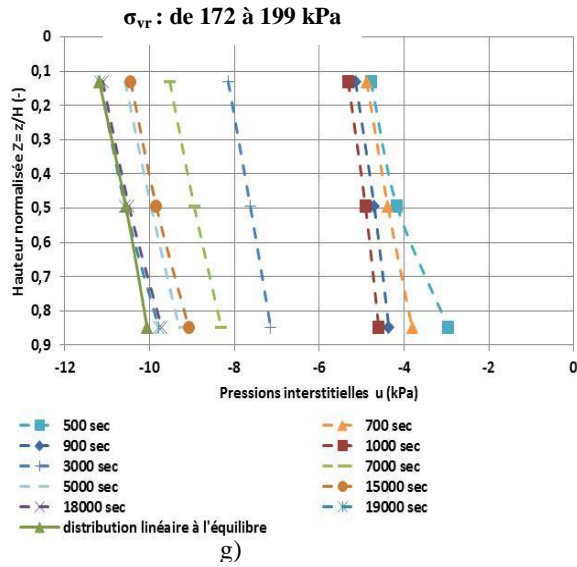
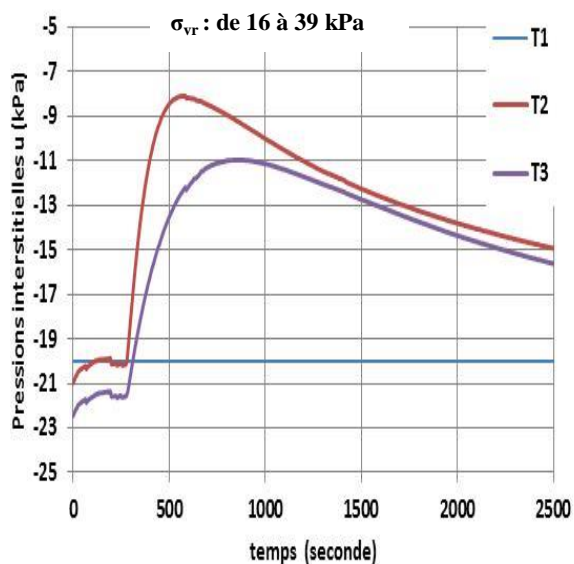
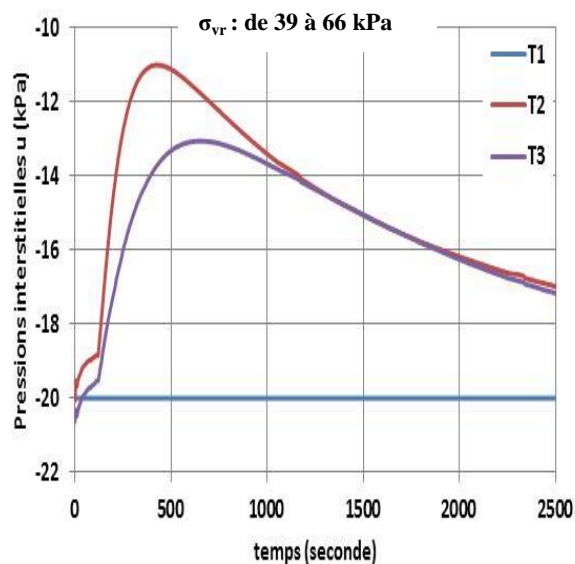


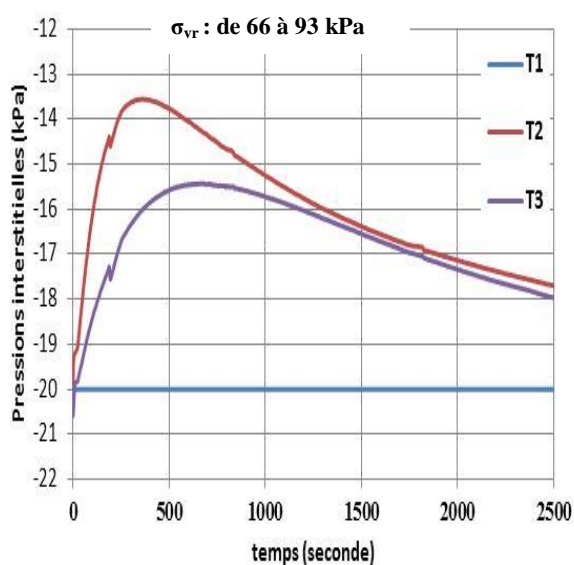
Figure 5.13: Distribution des pressions interstitielles générées le long de l'éprouvette sous un accroissement progressif des contraintes ; g) palier 10; h) palier 11; i) palier 12; j) palier 13; essai de compression 9 sous succion constante de 10 kPa (suite).



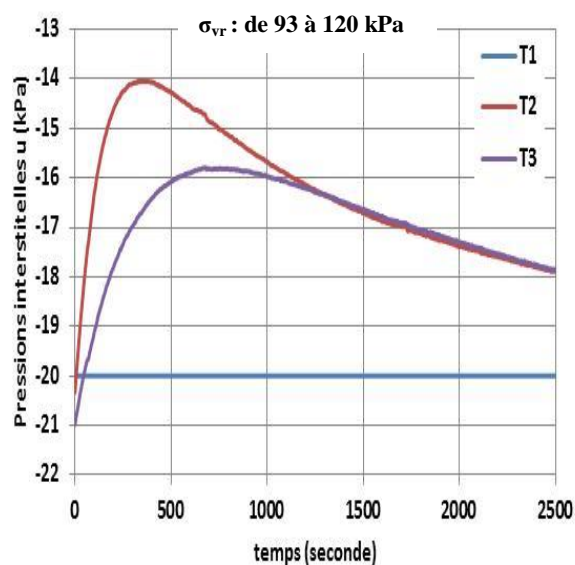
a)



b)

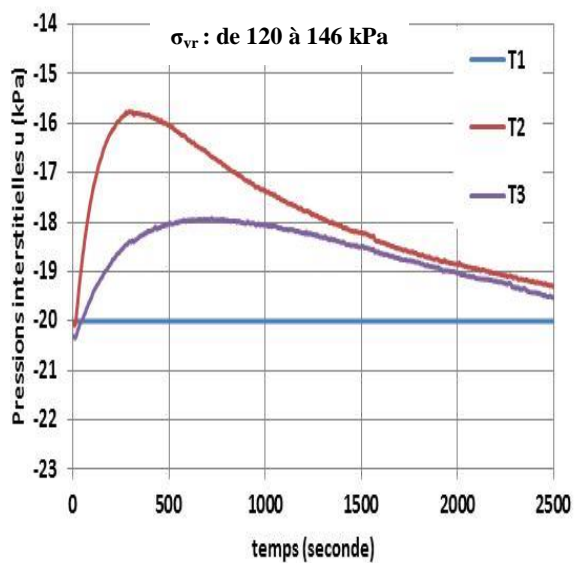


c)

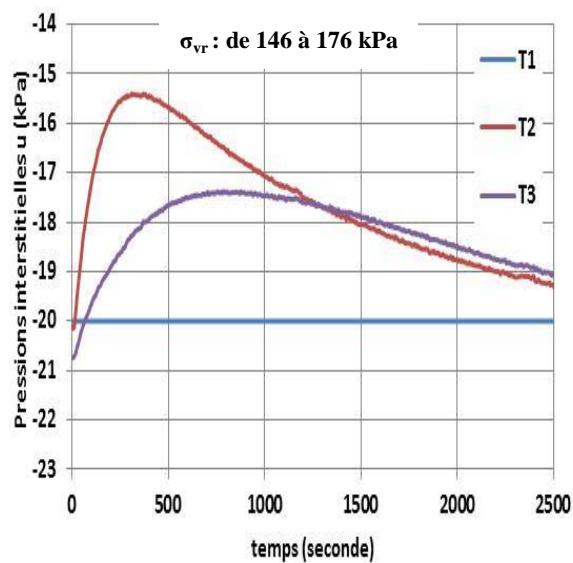


d)

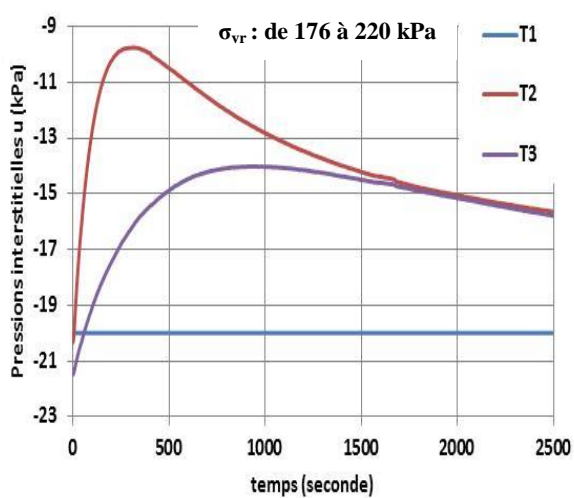
Figure 5.14 : Pressions interstitielles pour l'essai de compression 10 (sous une succion constante de 20 kPa) générées le long de l'éprouvette sous un accroissement progressif des contraintes; a) palier 4; b) palier 5; c) palier 6; d) palier 7.



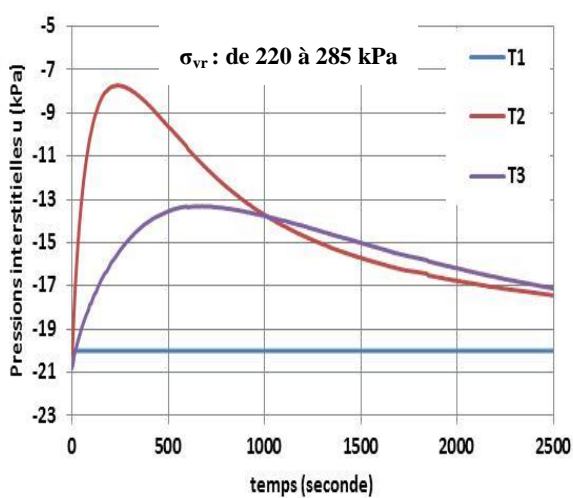
e)



f)



g)



h)

Figure 5.14: Pressions interstitielles pour l'essai de compression 10 (sous une succion constante de 20 kPa) générées le long de l'éprouvette sous un accroissement progressif des contraintes; e) palier 8; f) palier 9; g) palier 10; h) palier 11 (suite).

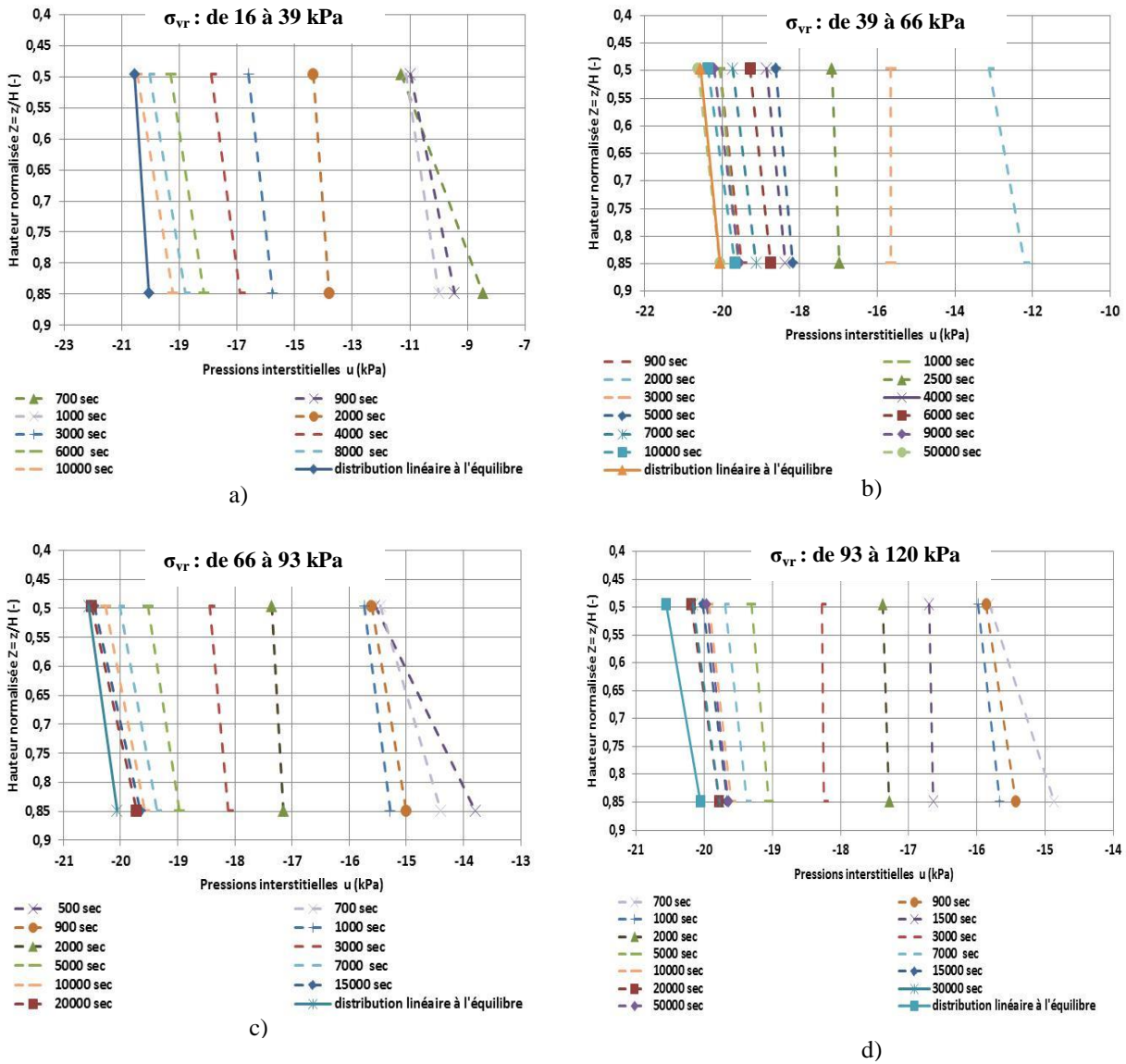


Figure 5.15: Isochrone de dissipation des pressions interstitielles dans le plan Z-u ; a) palier 4 ; b) palier 5; c) palier 6; d) palier 7 pour l'essai de compression 10 sous une succion constante de 20 kPa.

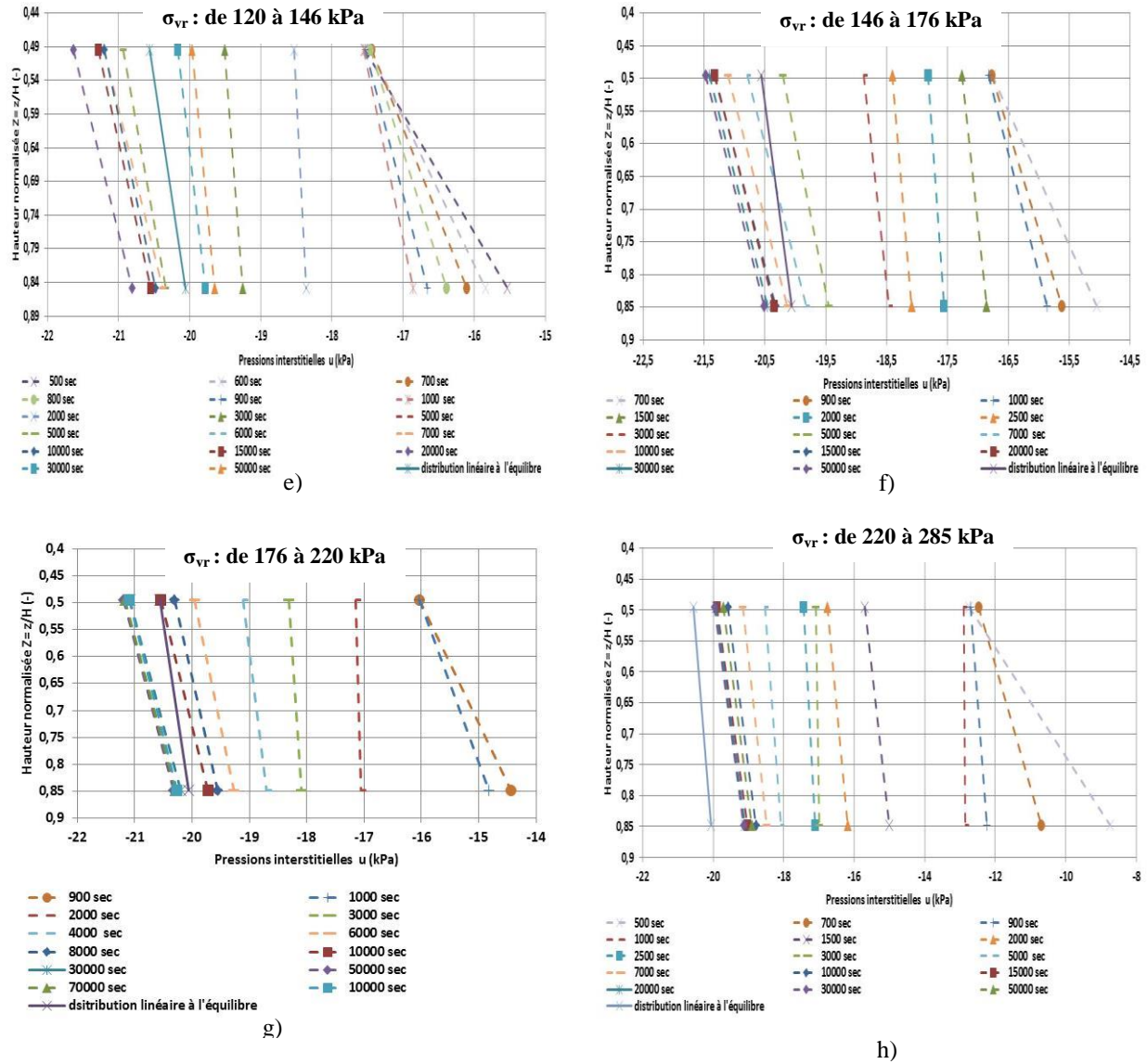
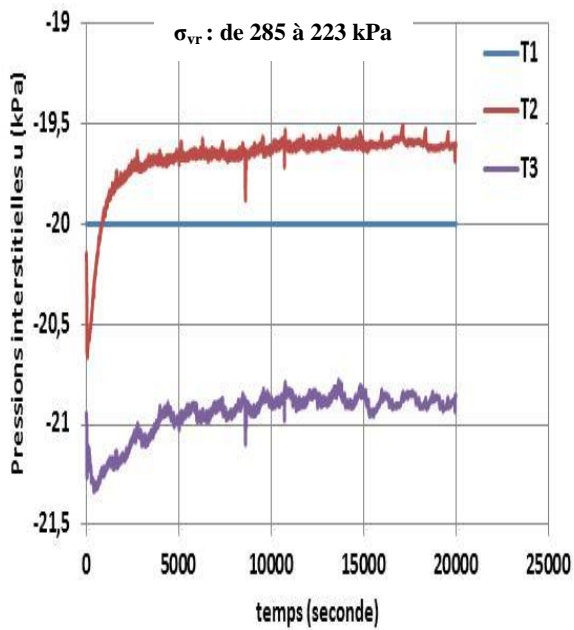
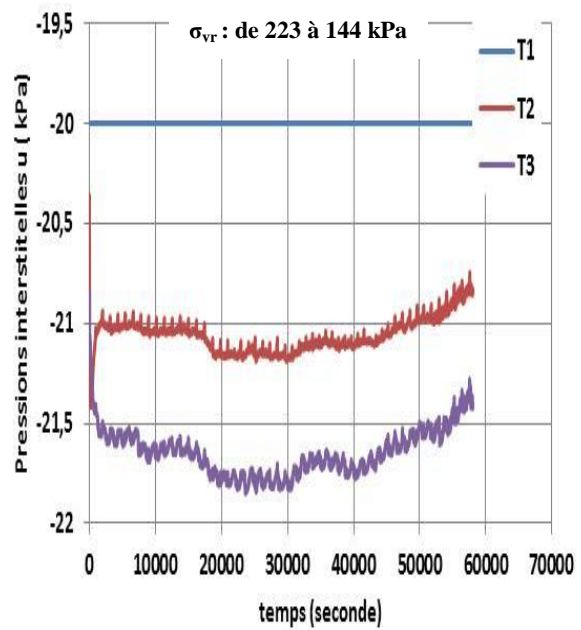


Figure 5.15: Isochrone de dissipation des pressions interstitielles dans le plan Z-u ; e) palier 8 ; f) palier 9; g) palier 10; h) palier 11 pour l'essai de compression 10 sous une succion constante de 20 kPa (suite).

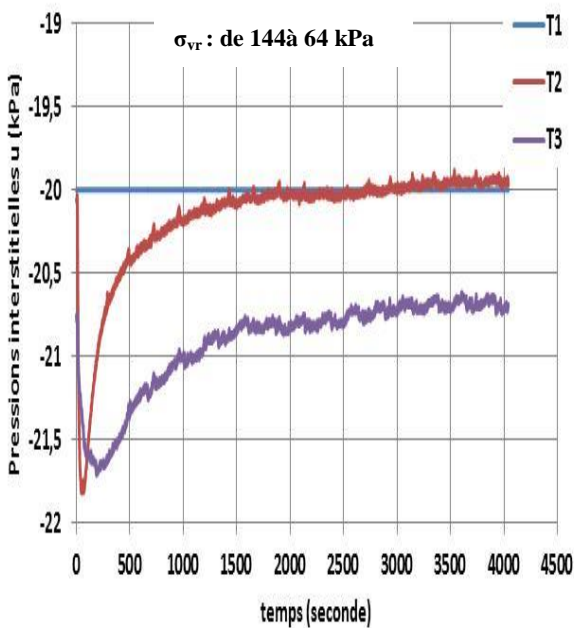




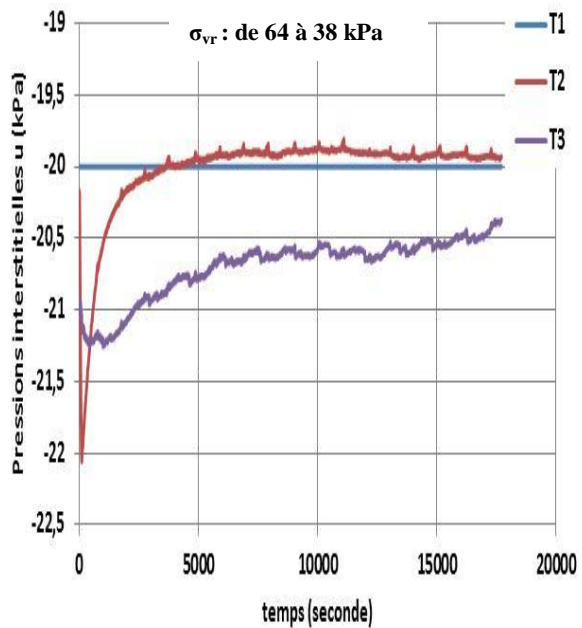
a)



b)



c)



d)

Figure 5.16 : Pressions interstitielles pour l'essai de compression 10 (sous une succion constante de 20 kPa) générées le long de l'éprouvette sous un déchargement axial; a) palier 12; b) palier 13; c) palier 14; d) palier 15.

Un déchargement est appliqué selon les paliers 12 à 15 pour l'essai de compression 10 sous succion constante de 20 kPa, tel que montré à la figure 5.16. Les pressions interstitielles diminuent en réponse à l'incrément de déchargement. À environ 100 secondes, le palier 12 (figure 5.16 a) montre une pression minimale de -20,65 kPa pour T2 et -21,25 kPa pour T3. Pour  $t > 100$  sec, les pressions interstitielles tendent vers l'équilibre. Les autres paliers 14 et 15 montrent la même évolution des pressions au déchargement. Pour le palier 13, l'équilibre hydrostatique n'est bien défini.

➤ **Essai 11 sous succion constante de 30 kPa**

Durant l'essai 11, seulement les tensiomètres T1, T2 et T4 ont été utilisés pour mesurer les pressions interstitielles. Les mesures obtenues du tensiomètre T3 n'ont pas été analysées à cause d'une désaturation (présence des bulles d'air dans la chambre de saturation). Les pressions interstitielles enregistrées durant l'essai de compression 11 (sous succion constante de 30 kPa), sont montrées à la figure 5.17 (palier 5 au palier 10). La charge verticale appliquée  $\sigma_{vr}$  va de 23 à 342 kPa (corrigée pour l'effet de la friction). L'évolution des pressions interstitielles montre une tendance similaire à celle observée aux essais 8,9 et 10 pour la totalité des paliers 5 à 10.

Une différence dans la vitesse de réponse des tensiomètres a été constatée pour les tensiomètres T2 et T4. Cela pourrait être attribué la performance (ou au vieillissement) des capteurs utilisés (T2 a été acquis en 2014, alors que T4 a été acheté en 2008). La totalité des valeurs des pressions interstitielles mesurées est négative. Par exemple, le palier 5 (figure 5.17b) montre une augmentation des pressions interstitielles en réponse à l'application d'une charge verticale  $\sigma_{vr}$  de 23 à 54 kPa. Les valeurs maximales des pressions interstitielles enregistrées sont -16,75 kPa pour T2 et -16,45 kPa pour T4. Une dissipation des pressions se poursuit jusqu'à l'équilibre. Les valeurs des pressions d'eau à l'équilibre pour les tensiomètres T2 et T4 sont respectivement d'environ -30,06 et -31,20 kPa. Les pressions en excès deviennent moins prononcées sous une succion imposée de 30 kPa.

Les isochrones de dissipation des pressions en excès le long de l'éprouvette sont montrées à la figure 5.18 pour les paliers 5 à 10 de l'essai 11. Pour  $u < 0$  kPa, Les isochrones montre une évolution linéaire similaire à celle obtenue pour les essais de compression 8, 9 et 10. La figure 5.18 f montre une dissipation typique exprimée en fonction des isochrones qui représente la distribution des pressions interstitielles. L'isochrone 3000 secondes montre une distribution

linéaire des pressions. Les valeurs de pressions aux positions  $Z = 0,12$  et  $Z = 0,86$  sont respectivement  $-20,25$  kPa et  $-19,3$  kPa. Les isochrone 5000 à 65000 secondes décrivent le processus de dissipation sous une succion constante de 30 kPa. L'équilibre hydrostatique est atteint après environ 85000 secondes. Les pressions interstitielles à l'équilibre sont d'environ  $-30$  kPa pour T2 ( $Z = 0,86$ ) et  $-30,88$  kPa pour T4 ( $Z = 0,12$ ).

Quatre paliers de déchargement ont été appliqués selon les paliers 11 à 14 pour l'essai de compression 11 sous succion constante de 30 kPa, tel que montré à la figure 5.19. La totalité des paliers de déchargement a montré une diminution des pressions interstitielles. Le palier 12 (figure 5.19c) montre une variation des pressions interstitielles après environ 100 sec. Une pression interstitielle minimale de  $-20,65$  kPa pour T2 et  $-21,25$  kPa pour T4. Pour  $t > 2000$  s, les pressions tendent vers l'équilibre. Le palier 13 (figure 5.19d) montre un comportement similaire que le palier 12 en termes d'évolution des pressions interstitielles au déchargement. Pour les paliers 11 (figure 5.19a) et 12 (figure 5.19b), l'équilibre hydrostatique n'est pas bien défini, considérant les incertitudes et la précision des capteurs.

#### ➤ Essai 12-B sous succion constante de 43 kPa

La figure 5.20 présente dans le plan  $u$  (pressions interstitielles)-  $t$  (temps) l'évolution des pressions interstitielles totales mesurées en fonction du temps pour l'essai de compression 12-B (sous succion constante  $\psi = 43$  kPa). Le palier 10 à la figure 5.20a montre une augmentation des pressions interstitielles après environ 100 sec de l'application de la charge axiale  $\sigma_{vr}$  de 44 à 71 kPa (corrigée avec effet de friction). Les valeurs maximales des pressions interstitielles ( $u < 0$ , négative) sont de  $-38,5$  kPa pour T2,  $-39,8$  kPa pour T3 et  $-41,35$  kPa pour T4. Une dissipation des pressions se produit dans l'intervalle de temps 3000-70000 s, jusqu'à l'équilibre.

Les valeurs des pressions d'eau à l'équilibre pour les tensiomètres T2, T3 et T4 sont respectivement d'environ  $-40,06$ ,  $-44,20$  et  $-44,78$  kPa. Les pressions enregistrées par T3 et T4 à l'équilibre sont légèrement inférieures aux valeurs de pressions à l'équilibre hydrostatique théorique ( $T3 = -43,56$  kPa et  $T4 = -44,20$  kPa) à cause de l'incertitude des tensiomètres estimée de 0,4% (erreur relative calculée à partir des valeurs mesurées des pressions interstitielles et les valeurs théoriques à l'équilibre hydrostatique).



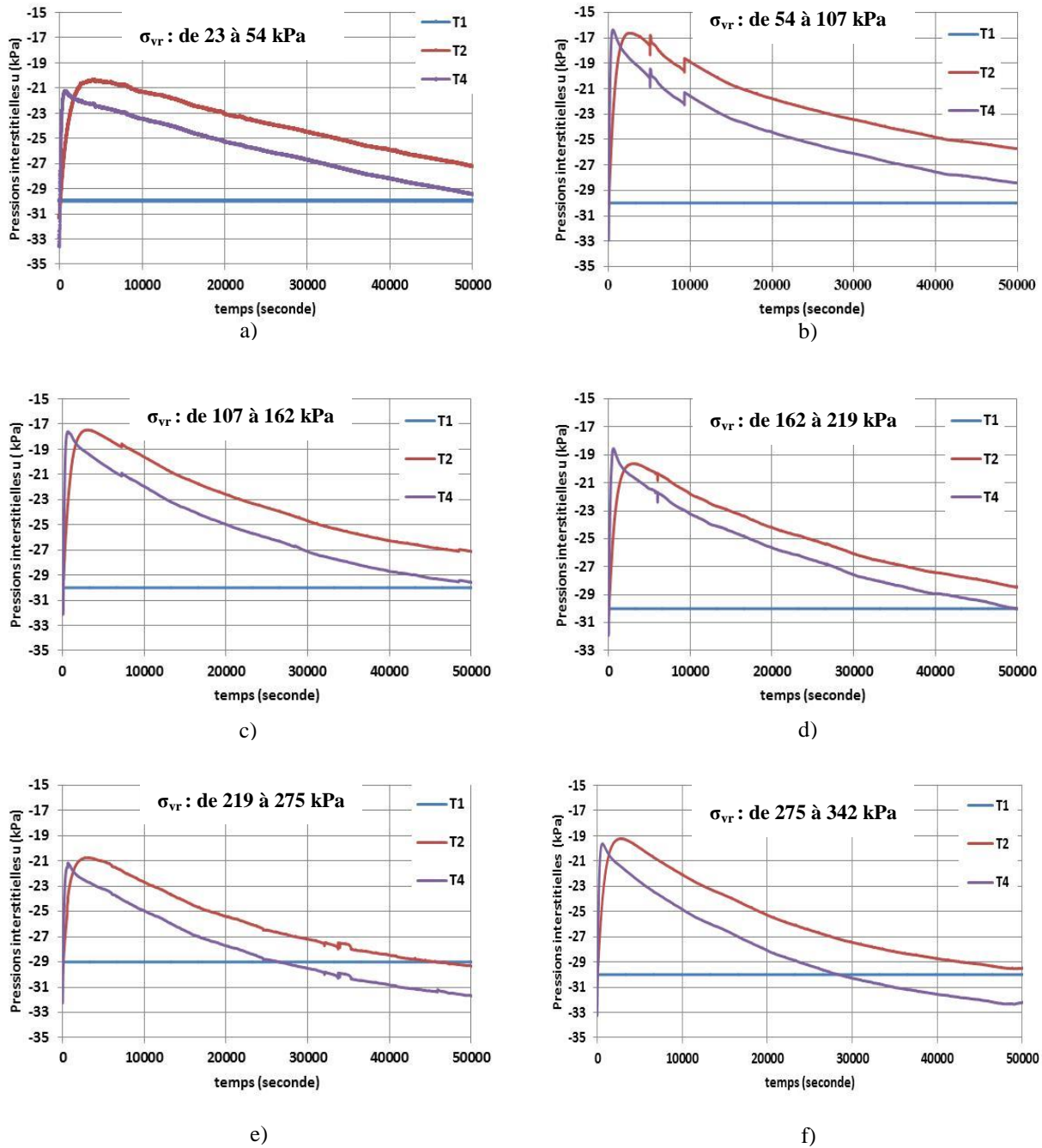


Figure 5.17: Pressions interstitielles pour l'essai de compression 11 (sous une succion constante de 30 kPa) générées le long de l'éprouvette sous un accroissement progressif des contraintes; a) palier 5; b) palier 6; c) palier 7; d) palier 8; e) palier 9; f) palier 10.

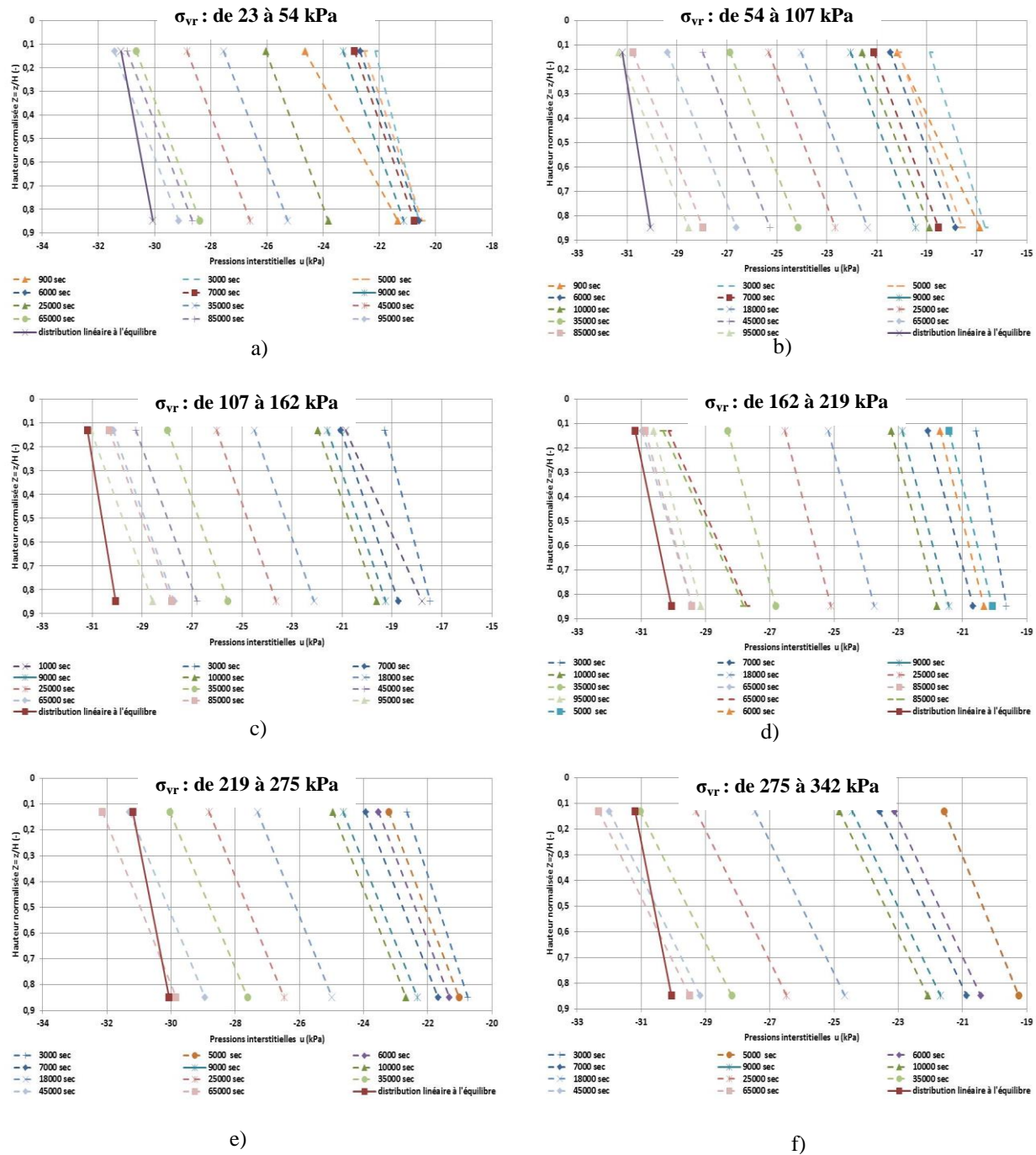


Figure 5.18 : Isochrone de dissipation des pressions interstitielles dans le plan Z-u: Isochrone de dissipation des pressions interstitielles dans le plan Z-u a) palier 5; b) palier 6; c) palier 7; d) palier 8; e) palier 9; f) palier 10 pour l'essai de compression 11 sous une succion constante de 30 kPa.

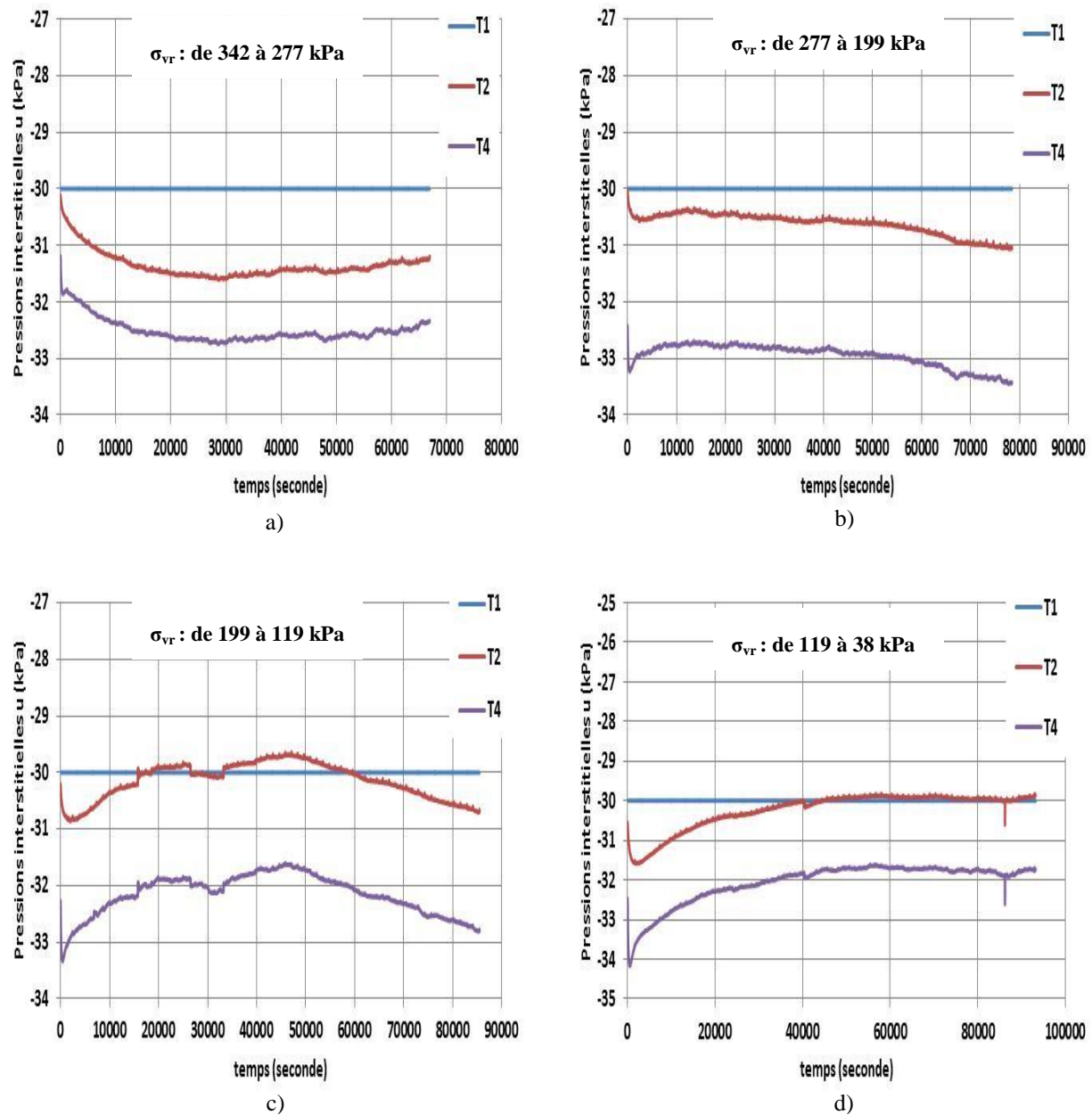


Figure 5.19 : Pressions interstitielles pour l'essai de compression 11 (sous une succion constante de 30 kPa) générées le long de l'éprouvette sous un déchargement axial; a) palier 11; b) palier 12; c) palier 13; d) palier 14.

Les paliers 13 (figure 5.20d) et 14 (5.20e) montrent la même évolution des pressions interstitielles que le palier 10. Le palier 12 (figure 5.20c) montre une légère diminution des pressions à environ 1000 s à cause d'un déchargement accidentel afin de sécuriser le support des disques de charge.

Les paliers 11 (figure 5.20b) et 15 (figure 5.20f) montrent aussi une évolution des pressions similaire à celle enregistrée au palier 10, sauf que les valeurs des pressions interstitielles à la fin de ces paliers sont proches de l'équilibre hydrostatique. Les pressions interstitielles mesurées lors du déchargement sont présentées en détail à l'annexe 37.

Les isochrones de dissipation des pressions interstitielles le long de l'éprouvette sont montrées à la figure 5.21 pour les paliers 10 à 15 de l'essai de compression 12-B. Du palier 10 (figure 5.21 a) au palier 15 (figure 5.21f), les isochrones montrent une évolution non linéaire et légèrement différente à celles obtenues pour les essais de compression 8, 9, 10 et 11. Cela pourrait attribuer à une différence de la vitesse de réponse des capteurs de pressions.

Une droite théorique de l'équilibre hydrostatique a été tracée pour la totalité des paliers pour s'assurer de l'état des pressions interstitielles à la fin de chaque palier.

Les pressions interstitielles sont négatives. Les isochrones représentent la distribution des pressions interstitielles dans un intervalle de temps 2000-80000 secondes. L'équilibre est atteint pour les paliers 10, 12, 13 et 14 après environ 40000, 35000, 40000 et 20000 secondes respectivement. Seulement les paliers 12 et 15 ont montré des isochrones à environ 60000 et 70000 secondes respectivement et légèrement proches de la droite théorique de l'équilibre hydrostatique.

### ➤ Essai 13-B sous succion constante de 73kPa

Pour l'essai 13-B, un chargement axial progressif a été appliqué sous une succion constante de 73 kPa et un degré de saturation  $S_r \sim 62\%$  (voir détails à l'annexe 35). La figure 5.22 montre dans le plan  $u$  (pressions interstitielles)-  $t$  (temps), les pressions interstitielles totales générées le long de l'éprouvette lors d'un accroissement progressif des contraintes par paliers ( $\sigma_{vr}$  de 70 à 368 kPa, corrigées pour l'effet de friction).

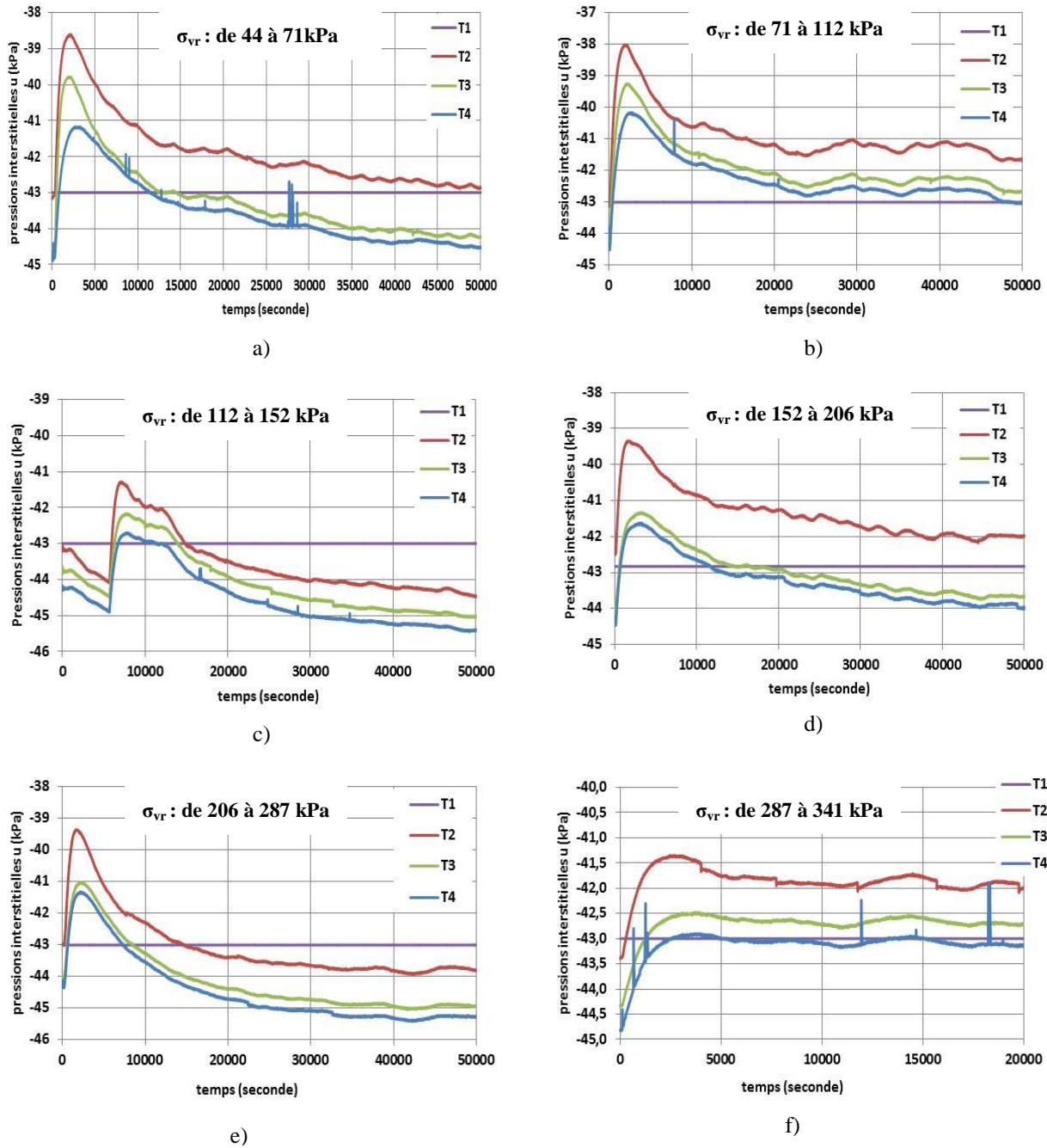


Figure 5.20: Pressions interstitielles pour l'essai de compression 12-B sous une succion constante de 43 kPa générées le long de l'éprouvette sous un accroissement progressif des contraintes; a) palier 10; b) palier 11; c) palier 12; d) palier 13; e) palier 14; f) palier 15.



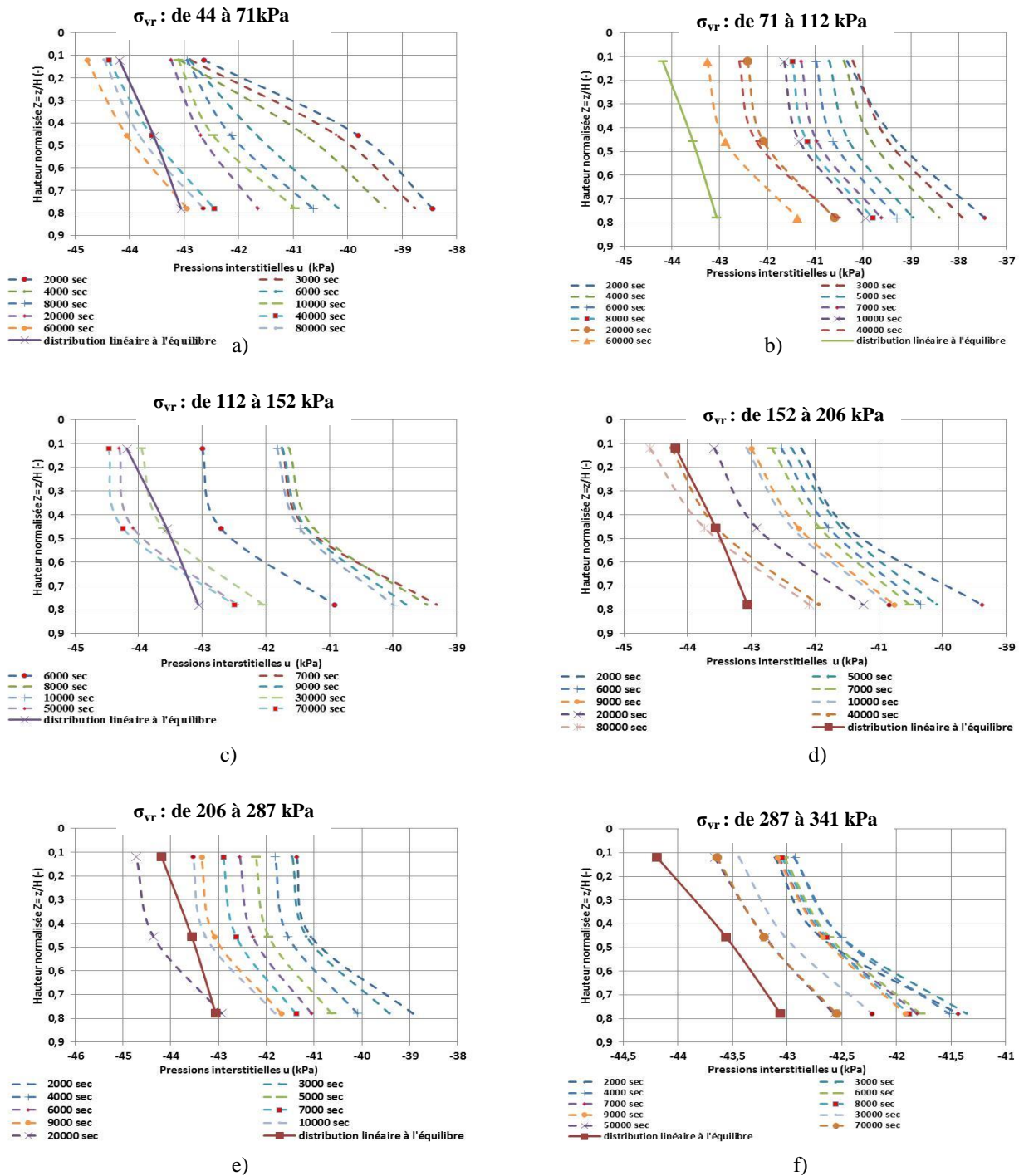


Figure 5.21: Pressions interstitielles générées le long de l'échantillon sous un accroissement progressif des contraintes; a) palier 10; b) palier 11; c) palier 12; d) palier 13; e) palier 14; f) palier 15 pour l'essai de compression 12-B sous une succion constante de 43 kPa.

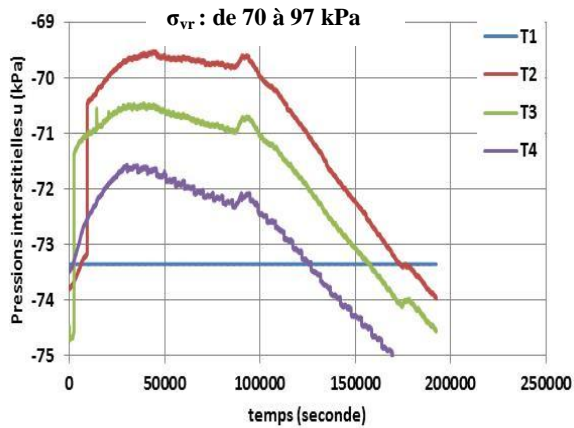
Le palier 16 (figure 5.22a) montre une augmentation des pressions interstitielles après environ 3000 secondes de l'application de la charge axiale ( $\sigma_{vr}$  de 70 à 97 kPa). Les pressions atteignent des valeurs maximales à proximité de 47000 secondes. Ces valeurs ( $u < 0$  kPa) sont de -68 kPa pour T2, -70,5 kPa pour T3 et -71,85 kPa. Une dissipation des pressions interstitielles se produit dans l'intervalle de temps 47000-130000 secondes, jusqu'à l'obtention de l'équilibre. Les valeurs des pressions d'eau à l'équilibre pour les tensiomètres T2, T3 et T4 sont respectivement d'environ -73,8, -74,5 et -75 kPa. Les figures 5.22b à 5.22e montrent la même évolution des pressions interstitielles que le palier 10. Seulement la durée de la génération des pressions interstitielles maximale est environ 30000 secondes. La figure 5.22f montre une augmentation des pressions après environ 1000 secondes. L'enregistrement de la suite des pressions n'a pas été effectué à cause d'une coupure électrique (un générateur de courant portable a été utilisé par la suite pour assurer la continuité des autres paliers).

La réponse des pressions n'est plus immédiate au chargement incrémental. Cela pourrait être attribué à l'état non saturé de l'éprouvette et aussi à l'effet de la friction. Rahardjo (1990) a rapporté aussi que le transfert de la totalité de la charge verticale se fait vers le squelette granulaire qui est plus rigide sous des suctions élevées. Cet aspect est discuté plus loin au chapitre 6.

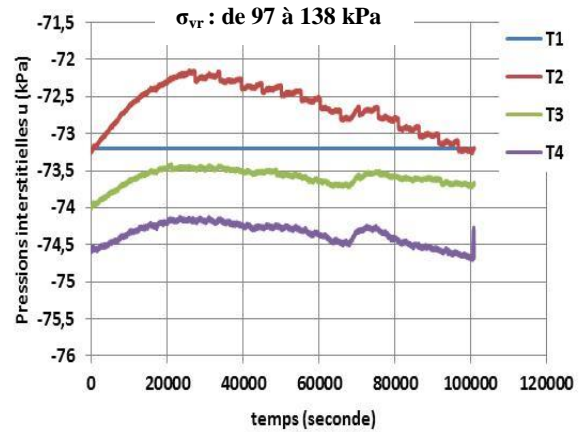
Les isochrones de dissipation sont montrés à la figure 5.23 pour l'essai de compression 13-B (paliers 16 à 20). Les figures 5.23a à 5.23e ont montré une forme quasi-linéaire des isochrones, similaire à celle obtenue pour les essais de compression 8, 9, 10 et 11. Les pressions interstitielles sont négatives. L'équilibre est atteint pour les paliers 16, 17, 18, 19 et 20 (figure 5.23b à 5.23e) après environ 160000, 80000, 50000, 90000, 90000 secondes respectivement. Les enregistrements des pressions interstitielles aux paliers de déchargement sont présentés en détails à l'annexe 37.

#### 5.4.2 Essais à succion croissante

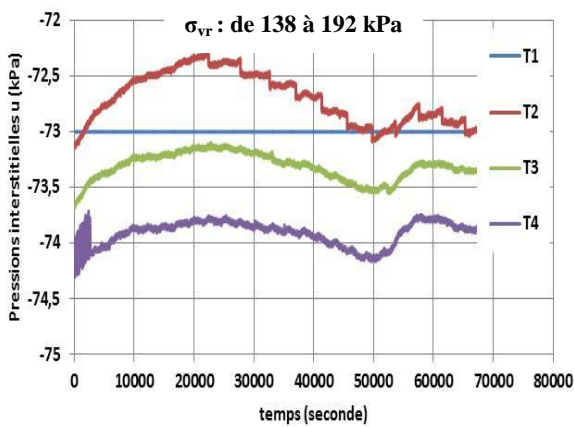
Pour les essais 12-A et 13-A, on applique aussi une succion proche de 0 kPa en dessous de la céramique poreuse. Dès que les pressions interstitielles ont atteint les valeurs de l'équilibre hydrostatique suite au palier de succion nulle, on applique un accroissement progressif de la succion par paliers sous une contrainte normale nette constante, pour ces essais de compression sous succion croissante 12-A ( $\psi \leq 43$  kPa,  $\sigma_{vr}-u_a = 44$  kPa) et 13-A ( $\psi \leq 73$  kPa,  $\sigma_{vr}-u_a = 70$  kPa).



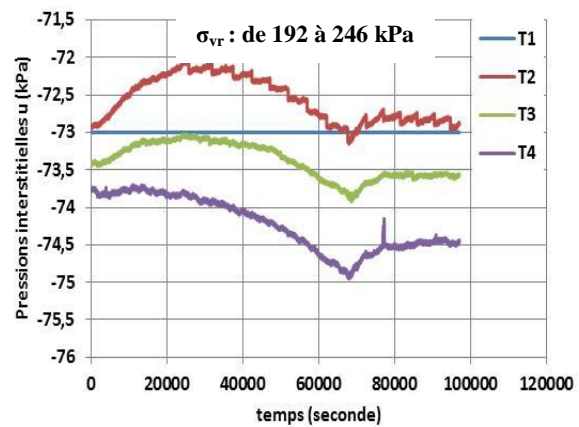
a)



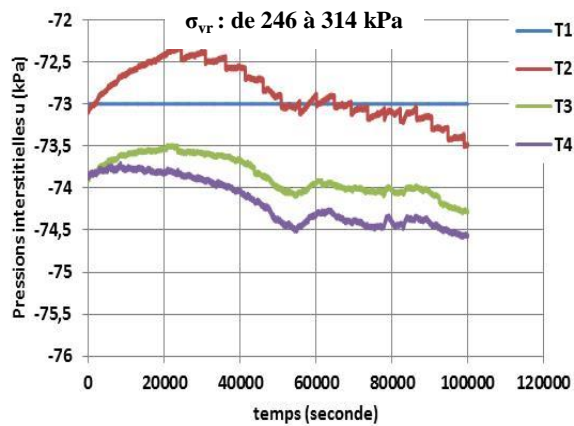
b)



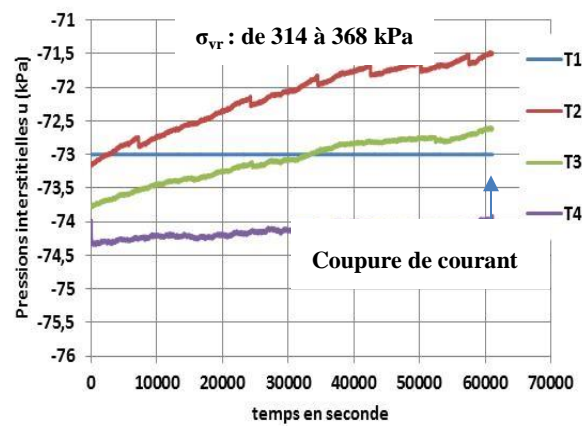
c)



d)



e)



f)

Figure 5.22 : Pressions interstitielles pour l'essai de compression 13-B (sous une succion constante de 73 kPa) générées le long de l'éprouvette sous un accroissement progressif des contraintes; a) palier 16; b) palier 17; c) palier 18; d) palier 19; e) palier 20; f) palier 21.



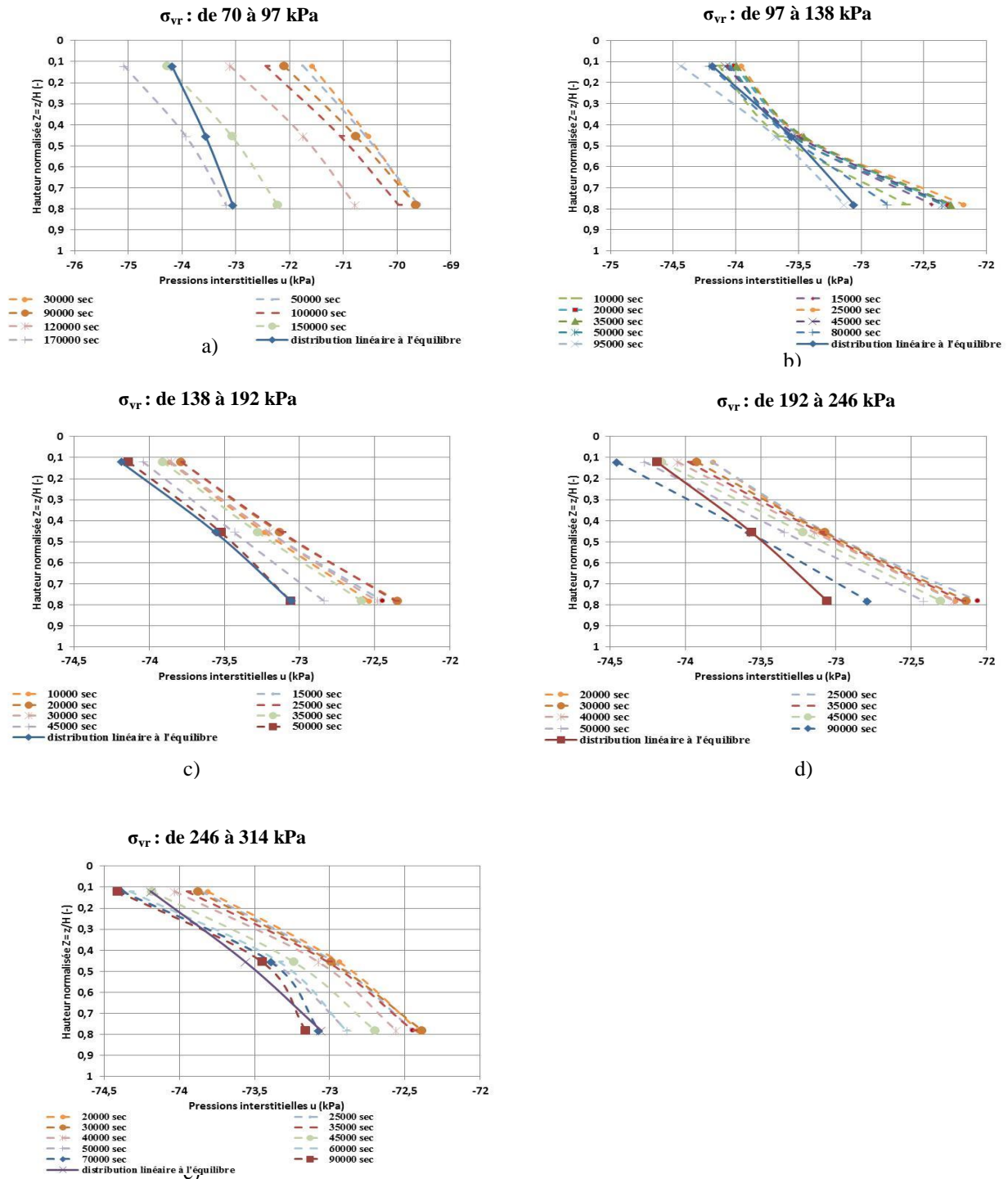


Figure 5.23: Isochrones de dissipation des pressions interstitielles générées le long de l'éprouvette sous un accroissement progressif des contraintes; a) palier 16; b) palier 17; c) palier 18; d) palier 19; e) palier 20; pour l'essai de compression 13-B sous une succion constante de 73 kPa.

Les essais de compression 12-B et 13-B sous succion constante se poursuivent après la phase des essais de succion croissante 12-A et 13-A. Cela montre qu'on a réalisé deux types d'essais dans un seul essai de compression non saturée; les essais sous succion croissante 12-A et 13-A. Plus de détails sont donnés au tableau 5.2.

Dans tous les cas, la succion est transférée du régulateur de pression d'air (négative) vers la base de la colonne instrumentée via la cellule tempe et le tuyau capillaire. Le tensiomètre T1 mesure la succion appliquée en bas de la colonne (en dessous du disque en céramique). Les tensiomètres T2, T3 et T4 mesurent les pressions interstitielles le long de l'éprouvette.

### ➤ Essai 12-A

L'essai sous une succion croissante 12-A inclut une augmentation progressive de la succion par des paliers 0, 5, 10, 20, 30, 40 et 43 kPa (sous une contrainte verticale constante de 44 kPa, corrigée pour l'effet de la friction). La distribution des pressions interstitielles en fonction de temps au cours de l'essai 12-A est montrée à la figure 5.24. Les paliers 1 à 3 incluent un chargement axial sous des conditions quasi saturées (avec  $u_w > 0$  kPa) (voir détails au tableau 5.2).

#### - Palier 4 (0 à 5 kPa) :

La figure 5.24a montre que les pressions interstitielles diminuent après environ 25000 secondes suite à l'augmentation de la succion de 0 à 5 kPa. Le passage des pressions positives à des pressions négatives nécessite donc au moins 7h. Cela traduit le changement des conditions hydrauliques avec une variation de l'état des pressions interstitielles le long de l'éprouvette en réponse à la succion de 5 kPa appliquée à la base. Les mesures sont perturbées à la fin du palier par des variations spontanées du voltage d'entrée du générateur électrique. L'équilibre hydrostatique est néanmoins atteint aux valeurs de -5,06 kPa pour T2, -5,57 kPa pour T3 et -6,20 kPa pour T4. Le palier de succion nulle n'est pas représenté ici à cause des variations spontanées du voltage de l'entrée du générateur électrique.

#### - Palier 5 (5 à 10 kPa) :

La figure 5.24 b montre aussi une perturbation des mesures des pressions. Durant ce palier la succion à la base a été augmentée de 5 à 10 kPa. Les valeurs des pressions interstitielles montrant une diminution en réponse à la succion appliquée. Les valeurs des pressions d'eau à l'équilibre

sont de -10,06 kPa pour T2, -10,57 kPa pour T3 et -11,20 kPa pour T4.

- Palier 6 (10 à 20 kPa) :

La figure 5.24c montre une diminution rapide des pressions interstitielles lors de l'application de la succion. L'équilibre hydrostatique est atteint après environ 25000 secondes pour  $\psi \sim 19$  kPa (à T1). Les pressions interstitielles à l'équilibre sont -19,06 kPa pour T2, -19,57 kPa pour T3 et -20,20 kPa pour T4. À environ 70000 secondes, la succion a été augmentée à 20 kPa. Les valeurs des pressions interstitielles à l'équilibre selon ces nouvelles conditions imposées sont -20,06 kPa pour T2, -21,40 kPa pour T3 et -21,72 kPa pour T4.

- Palier 7 (20 à 30 kPa) :

La figure 5.24d montre aussi une diminution des pressions interstitielles en réponse à une augmentation de la succion imposée de 20 kPa à 30 kPa. La vitesse de diminution des pressions est plus lente par rapport à celle enregistrée au palier 6 car la succion appliquée est similaire à la pression d'entrée. Les valeurs des pressions interstitielles à l'équilibre est -30,06 kPa pour T2, -30,57 kPa pour T3 et -31,20 kPa pour T4. L'équilibre est atteint après environ 18000 secondes.

- Palier 8 (30 à 40 kPa):

Les pressions interstitielles mesurées par T2, T3 et T4 montrent une diminution lors d'un accroissement de succion de 30 kPa à 40 kPa, tel qu'illustré à la figure 5.24e. La succion est alors maintenue constante à la base de la colonne (en dessous de la céramique poreuse) à une valeur de 40 kPa. Les valeurs des pressions interstitielles à l'équilibre sont -40,06 kPa pour T2, -41,57 kPa pour T3 et -41,80 kPa pour T4.

- Palier 9 (40 à 43 kPa):

Le dernier palier correspond à une augmentation de la succion de 40 kPa à 43 kPa, qui a causé une diminution des pressions interstitielles enregistrées par les tensiomètres T2, T3 et T4, tel que montré à la figure 5.24f. Le temps nécessaire pour atteindre l'équilibre est environ 100000 secondes. C'est la durée maximale enregistrée dans cet essai. Dans ces conditions, on a excédé la valeur de pression de l'entrée d'air du milieu poreux, ce qui est proche de 30 kPa. Les valeurs des pressions interstitielles à l'équilibre sont de -40,06 kPa pour T2, -44,50 kPa pour T3 et -44,87 kPa pour T4.

Les isochrones de dissipation des mesures interstitielles sont illustrées à la figure 5.25 pour l'essai de succion croissante 12-A (paliers 6 à 9). Les isochrones des paliers 4 et 5 n'ont pas été tracés à cause des variations spontanées du voltage d'entrée du générateur électrique qui ont affectées les mesures de pressions interstitielles. La forme des isochrones est non linéaire, qui pourrait être attribuée à une différence au niveau la vitesse de réponse des capteurs. Les isochrones de dissipation du palier 6 (figure 5.25a) montre une augmentation de la succion le long de l'éprouvette en réponse à un accroissement de la succion de 10 à 20 kPa à la base. La droite théorique de l'équilibre hydrostatique est superposée avec l'isochrone de 75000 secondes. Le palier 7 (figure 5.25b) montre aussi une évolution croissante de la succion de l'isochrone 500 à 15000 secondes. La droite de l'équilibre hydrostatique est atteint après l'isochrone 15000 secondes. Pour les paliers 8 (figure 5.25c) et 9 (figure 5.25d), l'équilibre est atteint respectivement après 90000 et 100000 secondes suite à la droite théorique (équilibre hydrostatique). La durée pour atteindre l'équilibre est donc plus longue. Cela suggère que la succion appliquée dépasse la valeur d'entrée d'air. Ce qui réduit la conductivité hydraulique des résidus.

#### ➤ Essai 13-A:

L'essai sous succion croissante 13-A inclut aussi un accroissement progressif de la succion par des paliers de 0, 5, 10, 20, 30, 40, 50, 60, 70 et 73 kPa (sous une contrainte verticale constante de 70 kPa, corrigée pour l'effet de friction). La distribution des pressions interstitielles selon une succion nulle est illustrée à la figure 5.26. Les paliers 1 à 5 incluent un chargement axial sous des conditions quasi saturées (avec  $u_w > 0$  kPa) (voir détails au tableau 5.2).

- Succion nulle :

La figure 5.26 montre la distribution des pressions interstitielles mesurées sous une succion nulle. À l'instant  $t=0$  sec, les pressions d'eau sont à l'équilibre hydrostatique. Les valeurs mesurées par les tensiomètres T1, T2, T3 et T4 sont respectivement 3,20, 2,56, 1,57 et 1,22 kPa. Suite à l'application d'une succion de 0 kPa à la base (on remet la base de la colonne sous pression atmosphérique), les pressions interstitielles diminuent rapidement le long de l'éprouvette à une de pression d'eau de 0 kPa. La valeur des pressions interstitielles est maintenue à 0 kPa jusqu' environ 48000 secondes. Les pressions interstitielles sont alors en phase de transition à une pression d'eau atmosphérique ( $u_w = 0$  kPa).

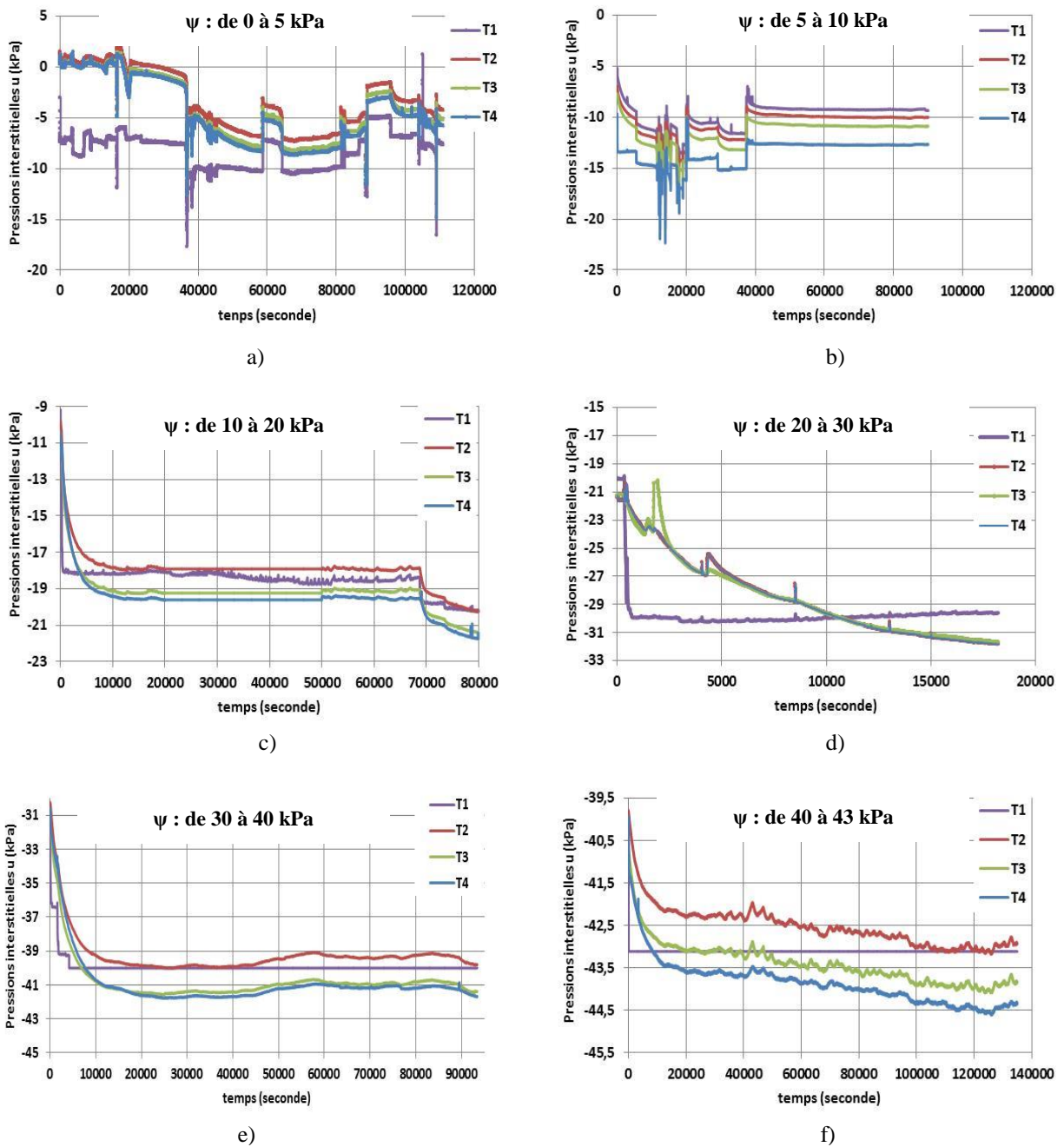
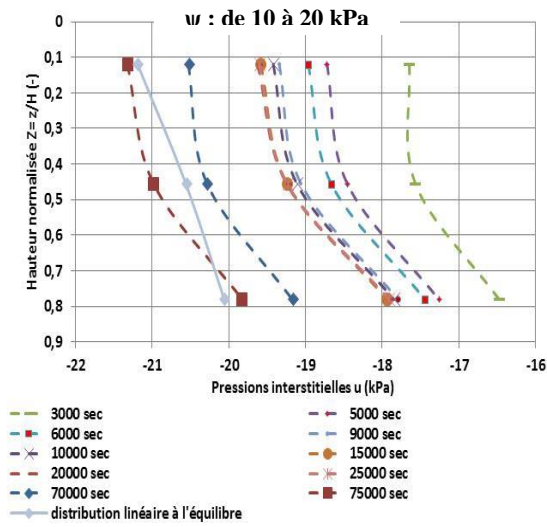
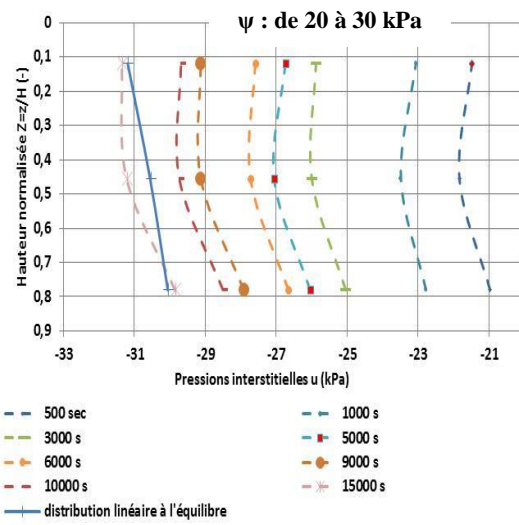


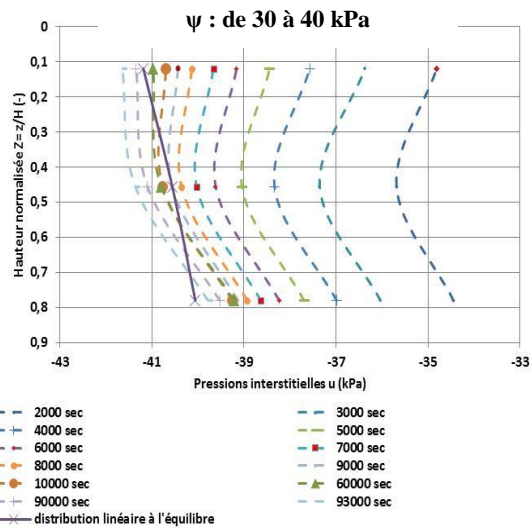
Figure 5.24 : Évolution des pressions interstitielles suite à un accroissement de la succion; a) palier 4; b) palier 5; c) palier 6; d) palier 7; e) palier 8; f) palier 9 pour l'essai de succion croissante 12-A (avec une contrainte appliquée de 44 kPa, incluant l'effet de la friction)



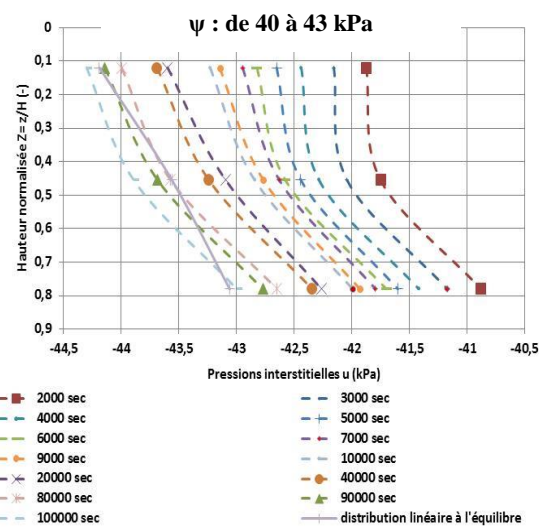
a)



b)



c)



d)

Figure 5.25: Isochrone de dissipation des pressions interstitielles pour a) palier 6 ;b) palier 7 c) palier 8; d) palier 9 pour l'essai de suction croissante 12-A.

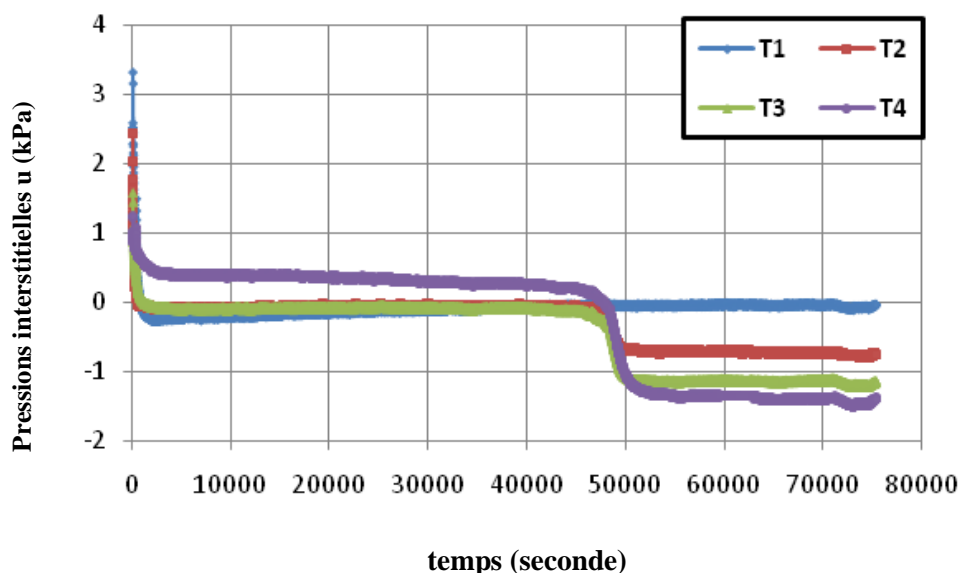


Figure 5.26 : Équilibre hydrostatique pour une succion nulle pour l'essai 13-A (palier 6)

Le tensiomètre T1 (sous la céramique poreuse) montre une valeur des pressions d'eau de 0 kPa sur toute la durée du palier. Pour  $t < 500$  s, le tensiomètre T4 (proche de la surface sommitale de l'éprouvette) montre une diminution de la pression d'eau jusqu'à environ 0,44 kPa. Pour  $500 < t < 48000$  s, les pressions d'eau varient lentement de 0,44 à 0,16 kPa. À environ 50000 secondes, les tensiomètres T2, T3 et T4 montrent une phase de changement des pressions interstitielles des valeurs positives à des valeurs négatives. Les pressions interstitielles deviennent constantes quand l'équilibre hydrostatique est atteint à environ 55000 secondes. Les tensiomètres T2 (en bas de l'éprouvette), T3 (au milieu de l'éprouvette) et T4 (proche de la surface) montrent respectivement les valeurs de pressions d'eau -0,65, -1,20 et -1,70 kPa. Ces pressions sont distribuées selon une succion nulle imposée en bas de l'éprouvette

La distribution des pressions interstitielles en fonction de temps au cours de l'essai 13-A (paliers 7 à 14) est montrée à la figure 5.27.

- Palier 7 (0 à 5 kPa) :

La figure 5.27a montre que les pressions interstitielles diminuent rapidement suite à une augmentation de la succion de 0 à 5 kPa. Les mesures sont perturbées partiellement à environ 180000 secondes à cause d'une variation spontanée du voltage d'entrée du générateur électrique.

Après environ 20000 secondes, l'équilibre hydrostatique est atteint néanmoins aux valeurs de -5,06 kPa pour T2, -5,57 kPa pour T3 et -6,01 kPa pour T4.

- Palier 8 (5 à 10 kPa) :

La figure 5.27b montre aussi une diminution des pressions interstitielles en réponse à un accroissement de la succion (de 5 à 10 kPa). Après environ 9000 secondes, les valeurs des pressions d'eau à l'équilibre sont -10,88 kPa pour T2, -11,20 kPa pour T3 et -11,95 kPa pour T4. Ces valeurs ont montré une légère différence par rapport aux valeurs de pression de l'équilibre théorique (i.e T2=-10,06 kPa; T3= -10,57 kPa et T4= -11,20 kPa) à cause d'une légère surestimation de la succion imposée de -0.20 kPa par le régulateur de pression d'air (négative) et à la précision des capteurs de pression. L'évolution des pressions est similaire à celle enregistrée pour l'essai de succion croissante 12-A.

- Palier 9 (10 à 20 kPa) :

La figure 5.27c montre une diminution rapide des pressions interstitielles lors de l'application de la succion. L'équilibre hydrostatique est atteint après environ 15000 sec (pour  $\psi = 20$  kPa). Les pressions interstitielles à l'équilibre sont -20,06 kPa pour T2, -20,57 kPa pour T3 et -21,20 kPa.

- Palier 10 (20 à 30 kPa) :

La figure 5.27d montre une diminution assez lente des pressions interstitielles en fonction du temps suite à une augmentation de la succion imposée de 20 à 30 kPa. Les pressions interstitielles à l'équilibre sont -30,66 kPa pour T2, -30,92 kPa pour T3 et -31,70 kPa pour T4. L'équilibre est atteint après environ 25000 secondes.

- Palier 11 (30 à 40 kPa):

Les pressions interstitielles montrent aussi une diminution assez lente en fonction de temps lors d'un accroissement de succion de 30 kPa à 40 kPa tel qu'illustré à la figure 5.27e. Les pressions interstitielles mesurées par les tensiomètres T1, T2, T3 et T4 sont perturbées partiellement par la variation de voltage d'entrée du générateur électrique. La succion est maintenue constante à la base de la colonne (en dessous de la céramique poreuse); une valeur de -40 kPa est affichée au régulateur de pression d'air négative. Les valeurs des pressions interstitielles à l'équilibre sont -40,06 kPa pour T2, -40,25 kPa pour T3 et -41,35 kPa pour T4. L'équilibre est atteint après environ 50000 secondes.



- Palier 12 (40 à 50 kPa):

La figure 5.27f montre aussi une faible diminution des pressions interstitielles avec le temps lors d'un accroissement de la succion de 40 à 50 kPa. Dans ces conditions on a excédé la valeur de la pression d'entrée d'air du milieu poreux qui est proche de 45 kPa. Les valeurs des pressions à l'équilibre sont -40,25 kPa pour T2, -50,89 kPa pour T3 et -51,71 kPa pour T4. L'équilibre est atteint après environ 1350000 secondes. La durée nécessaire pour l'équilibre hydrostatique est plus longue par rapport à celle enregistrée aux paliers 7 à 8.

- Palier 13 (50 à 60 kPa):

Les pressions interstitielles montrent une plus faible diminution en fonction de temps par rapport au palier 7 à 9, tel que montré à la figure 5.27 g. L'équilibre est atteint après environ 300 000 secondes. Cela est attribué à la présence de la phase d'air au milieu poreux, ce qui diminue la conductivité hydraulique des résidus. Les valeurs des pressions interstitielles à l'équilibre sont -60,06 kPa pour T2, -60,57 kPa pour T3 et -62,30 kPa pour T4.

- Palier 14 (60 à 70 kPa):

La figure 5.27 h montre que les pressions interstitielles en fonction de temps diminuent selon une faible pente lors de l'accroissement de la succion (de 60 à 70 kPa). L'équilibre est atteint après environ 600 000 secondes. Les valeurs des pressions interstitielles à l'équilibre sont -70,20 kPa pour T2, -70,92 kPa pour T3 et -71,56 kPa pour T4.

- Palier 15 (70 à 73 kPa):

La figure 5.27i montre une plus faible diminution des pressions interstitielles pour l'intervalle de temps 0-100000 s, lors d'une augmentation de la succion (de 70 kPa à 73 kPa). Pour l'intervalle 100000 -600000 s, une diminution marquée des pressions interstitielles a été constatée. Après environ 600000 s, l'équilibre hydrostatique est atteint. Les valeurs des pressions interstitielles à l'équilibre sont -73,30 kPa pour T2, -74 kPa pour T3 et -74,92 kPa pour T4. Ce palier a duré environ 8 jours pour un gradient de succion de 3 kPa. Un degré de saturation de 62% a été enregistré après démontage de l'essai. Cela suggère que l'équilibre peut prendre une longue durée pour atteindre les conditions d'équilibre hydrostatique quand les résidus sont à l'état non saturé.

Les isochrones de dissipation des mesures interstitielles sont illustrées à la figure 5.28 pour l'essai sous succion croissante 13-A (paliers 7 à 15). La forme des isochrones des paliers 7 à 15

est non linéaire, ce qui pourrait être attribuée à une différence au niveau de la vitesse de réponse des capteurs. La droite théorique de l'équilibre hydrostatique est superposée aux isochrones, ce qui montre que l'équilibre est atteint pour la totalité des paliers 7 à 15. Les isochrones de dissipation du palier 7 (figure 5.28 a) montre une augmentation de la succion le long de l'éprouvette en réponse à un accroissement de la succion de 0 à 5 kPa à la base. La droite théorique de l'équilibre hydrostatique est superposée avec l'isochrone de 25000 secondes. Le palier 8 (figure 5.28 b) montre aussi une évolution croissante de la succion de l'isochrone 500 à 60000 secondes.

L'équilibre hydrostatique est atteint après environ 30000 secondes (pour palier 8). Seulement le palier 9 a montré que l'équilibre est atteint environ après 80000 secondes. Cela pourrait être attribué à une différence de la vitesse de réponse des capteurs.

Pour les paliers 10, 11, 12, 13,14 et 15 l'équilibre hydrostatique est atteint respectivement après environ 30000, 80000, 165000, 400 000, 600 000 et 650 000 secondes. La durée pour atteindre l'équilibre est donc plus longue. Cela suggère que la succion appliquée a excédé la valeur d'entrée d'air. Ce qui réduit la conductivité hydraulique des résidus.

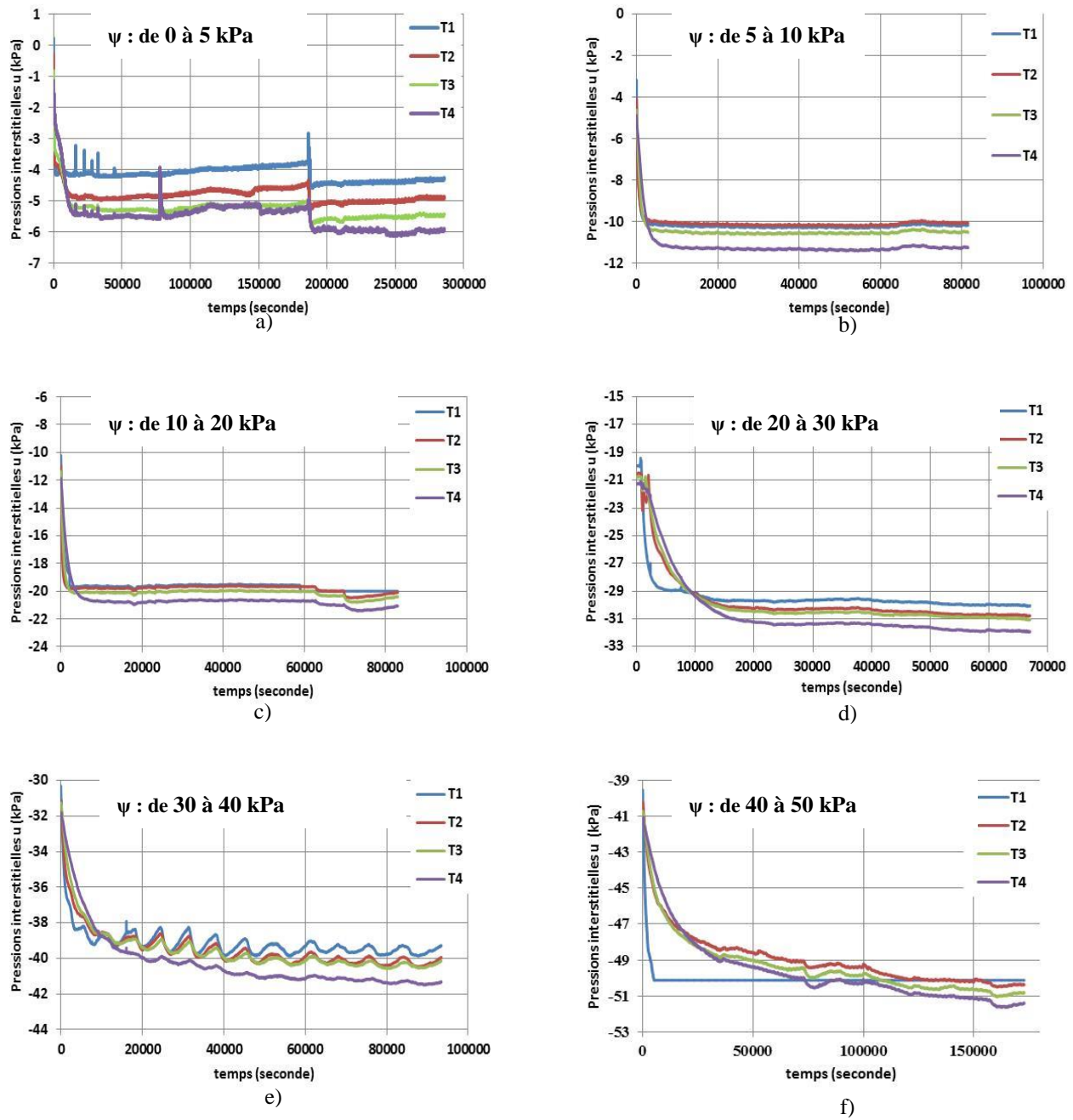


Figure 5.27 : Pressions interstitielles pour l'essai 13-A sous une succion croissante (avec une contrainte appliquée de 70 kPa, incluant l'effet de la friction) générées suite à un accroissement de la succion ; a) palier 7; b) palier 8; c) palier 9; d) palier 10; e) palier 11 et f) palier 12

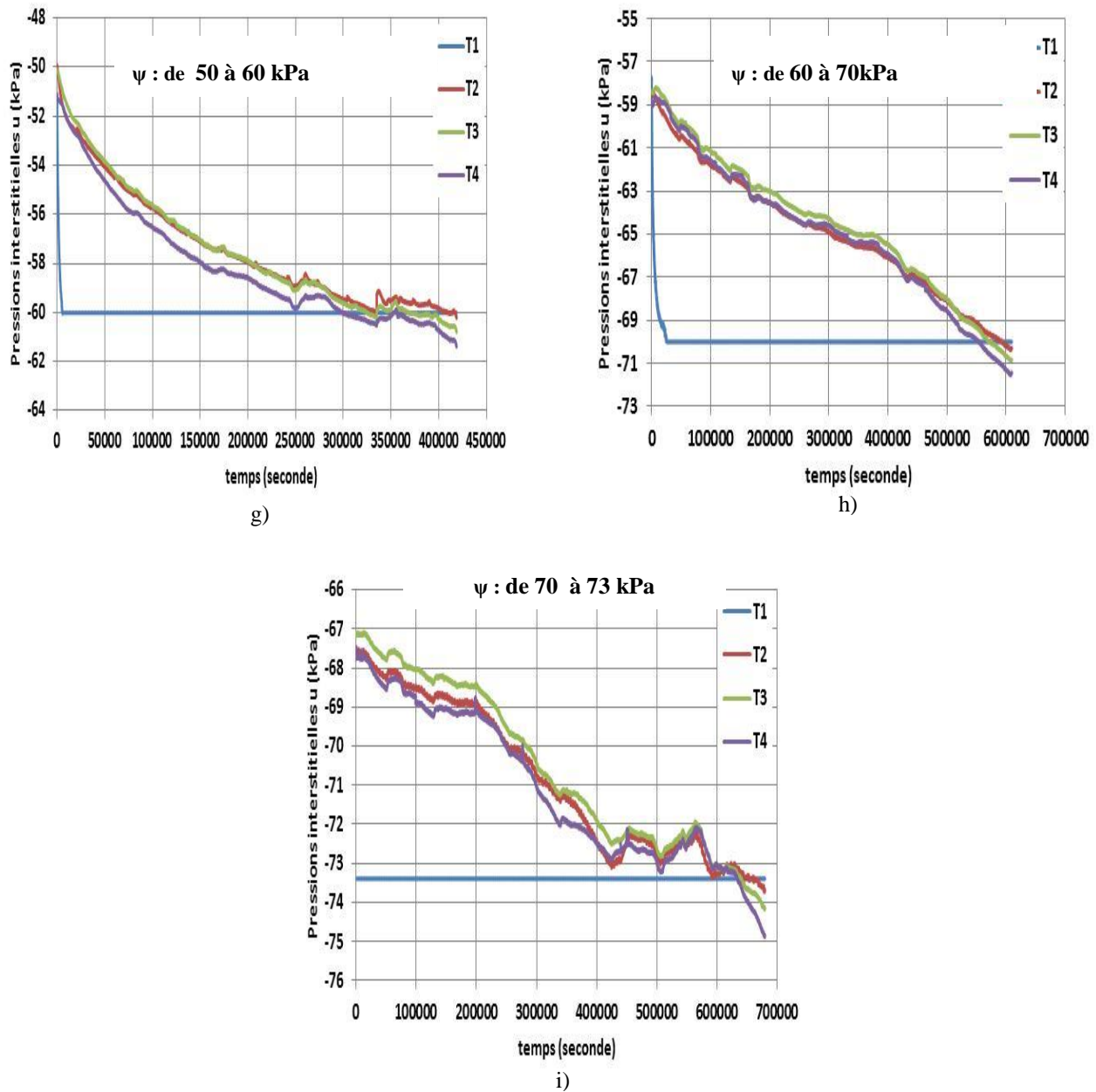


Figure 5.27 : Pressions interstitielles pour l'essai de succion croissante 13-A (sous un chargement constant de 70 kPa, incluant l'effet de la friction) générées suite à un accroissement de la succion : g) palier 13; h) palier 14; i) palier 15 (la succion est transférée de bas de l'éprouvette vers le haut) (suite).

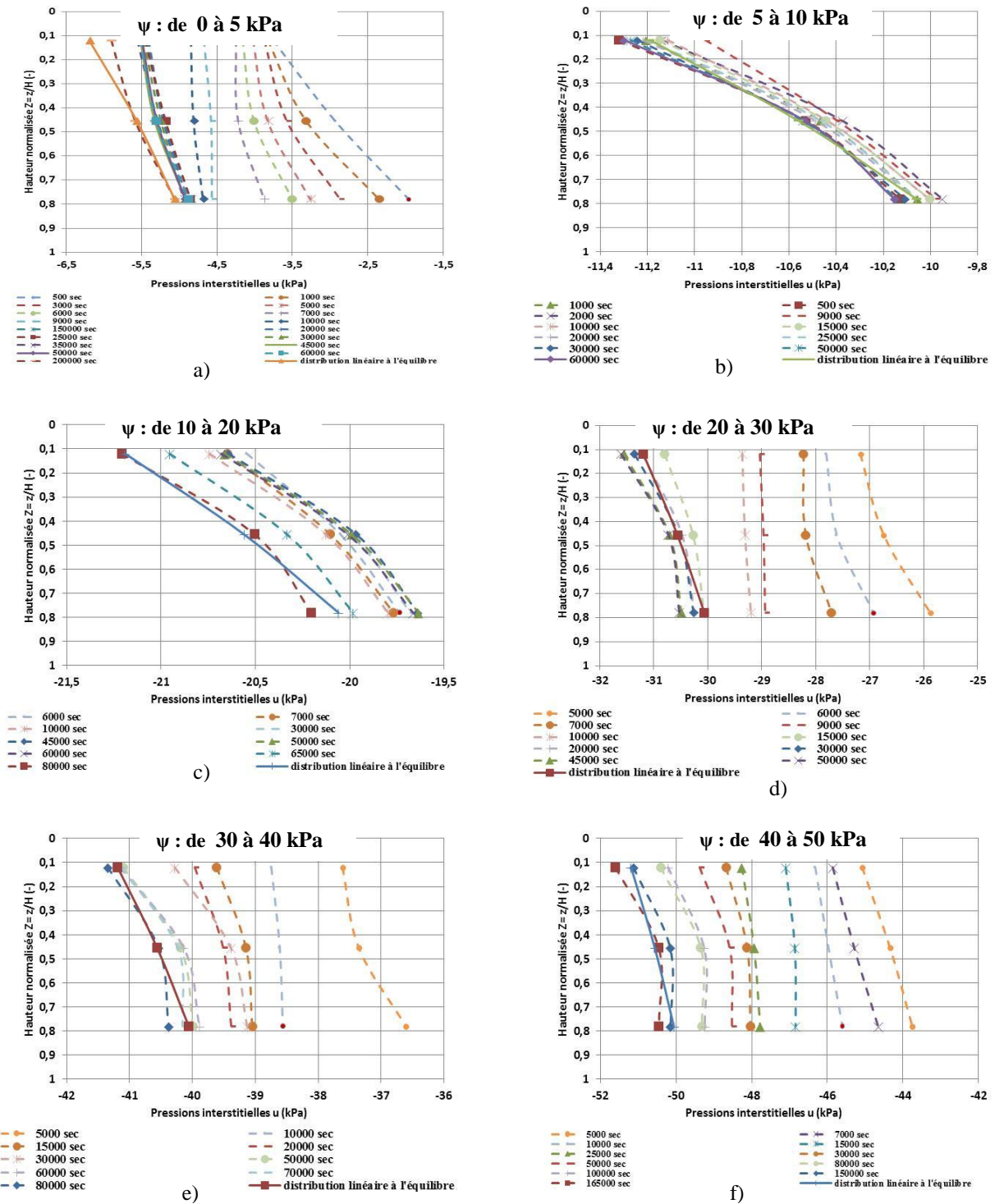


Figure 5.28 : Isochrone de dissipation des pressions interstitielles; a) palier 7 ; b) palier 8 c) palier 9; d) palier 10; e) palier 11; f) palier 12 pour l'essai de suction croissante 13-A.

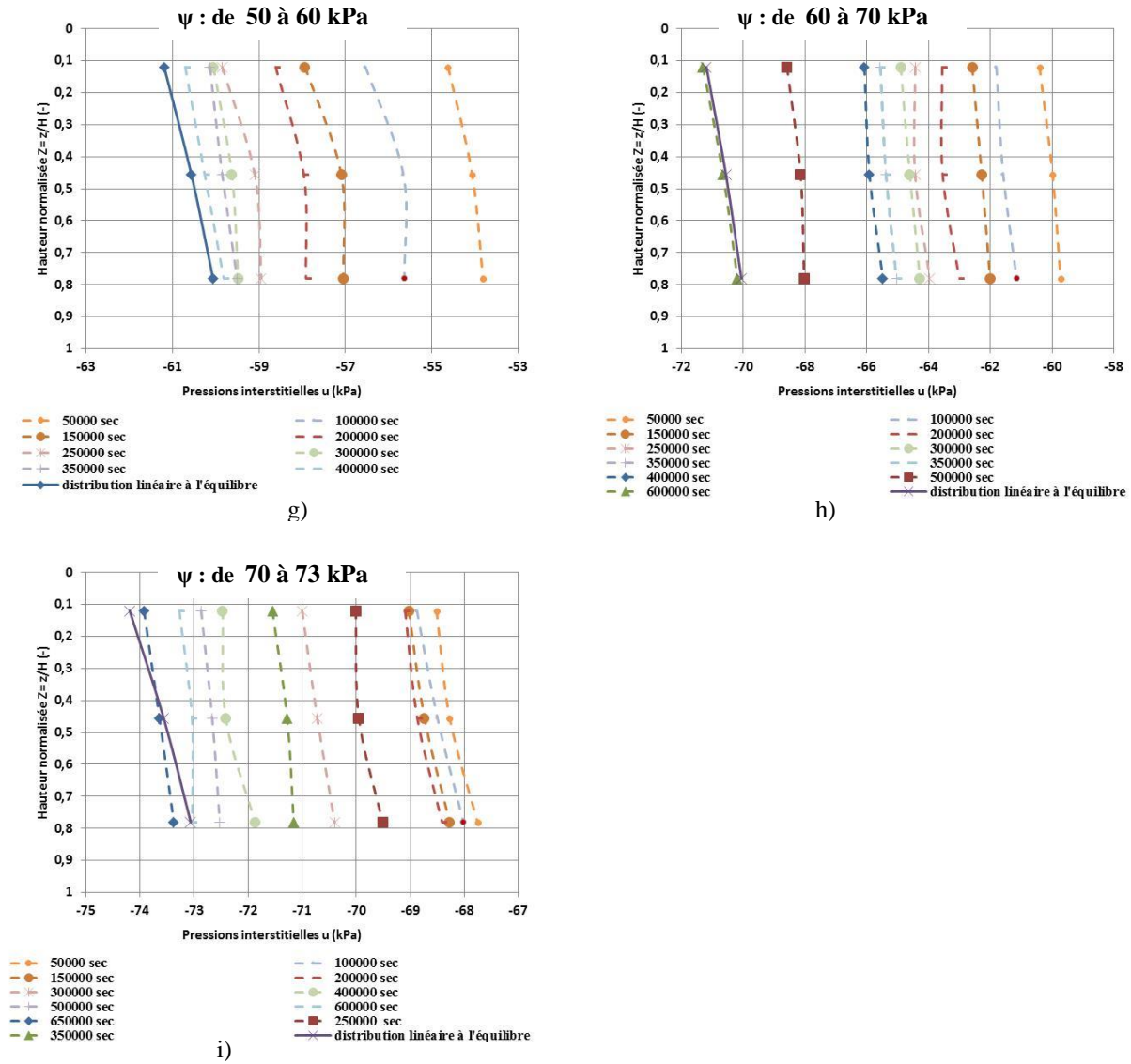


Figure 5.28: Isochrone de dissipation des pressions interstitielles; a) palier 13 ;b) palier 14 c) palier 15 pour l'essai de suction croissante 13-A (suite).

## CHAPITRE 6 ANALYSE ET DISCUSSION DES RÉSULTATS

Ce chapitre porte sur une analyse et une discussion des résultats expérimentaux présentés aux chapitres 4 et 5, obtenus selon les protocoles expérimentaux décrits précédemment au chapitre 3. Les essais de compression des résidus miniers saturés sont analysés pour évaluer leur compressibilité sous les différents niveaux de chargement. On revoit aussi la relation entre les paramètres de compressibilité et d'autres caractéristiques incluant des valeurs tirées de la littérature. On présente également une comparaison de la valeur de la conductivité hydraulique saturée obtenue selon les mesures expérimentales et par méthode prédictive avec les modèles KCM (Mbonimpa et al. 2002) et KC (Chapuis et Aubertin, 2003). Une analyse des résultats des essais de compression sur les résidus miniers non saturés (en présence d'une succion) sera ensuite présentée afin d'évaluer l'effet de la succion matricielle et de la contrainte normale nette sur les paramètres de compressibilité, incluant les coefficients de changement de volume et le coefficient de consolidation. Les résultats des essais de compression avec application d'une succion seront aussi comparés avec certains résultats tirés de la littérature sur des sols de type ML.

### 6.1 Essais de compression sur les résidus saturés

#### 6.1.1 Relation entre le coefficient de compressibilité $a_v$ et la contrainte effective $\sigma'_{vr}$

La littérature montre qu'une relation peut être établie entre le coefficient de compressibilité  $a_v$  et la contrainte verticale effective. Durant nos essais, trois points de mesure ont été utilisés pour suivre la pression interstitielle (avec les tensiomètres). L'évaluation de la valeur moyenne de contrainte verticale effective  $\sigma'_{vr}$  (corrigée pour l'effet de la friction) sur chaque éprouvette a été réalisée à partir de la mesure du tensiomètre branché à la mi-hauteur. La figure 6.1 montre les valeurs du coefficient  $a_v$  (déterminées à la section 4.2.2 tenant compte de l'effet de friction à la paroi) en fonction de la contrainte verticale effective  $\sigma'_{vr}$ , sur une échelle logarithmique. Ces relations quasi-linéaires montrent une tendance qui suit une loi de puissance. L'équation de corrélation peut alors être exprimée sous la forme suivante :

$$a_v = a(\sigma'_{vr})^{-b} \quad (6-1)$$



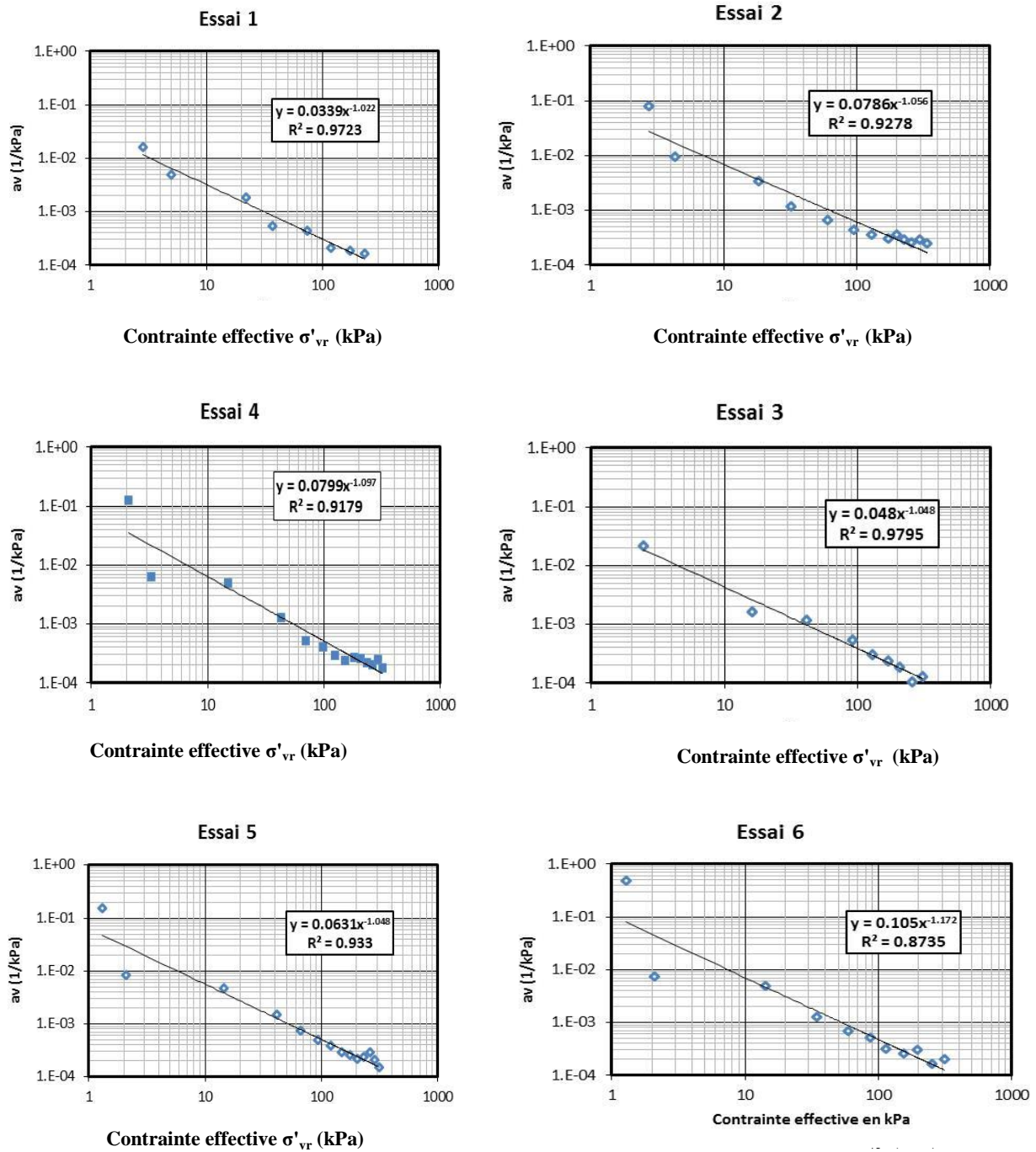


Figure 6.1: Relations entre le coefficient de compressibilité  $a_v$  et la contrainte verticale effective  $\sigma'_{vr}$  au niveau du capteur central pour les 6 essais sur des résidus saturés, dans un plan log-log; les paramètres de loi de puissance (équation 6-1) sont également donnés sur les figures.



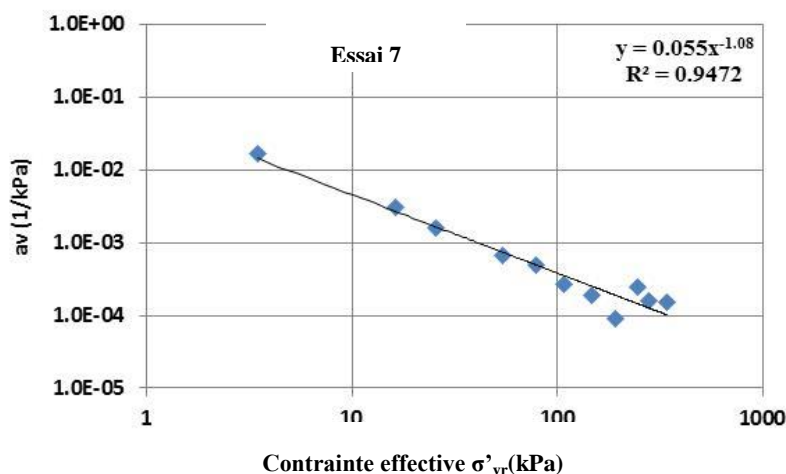


Figure 6.1: Relation entre le coefficient de compressibilité  $a_v$  et la contrainte verticale effective au niveau du capteur central pour l'essai de compression 7 sur des résidus saturés, dans un plan log-log; les paramètres de loi de puissance sont également donnés sur les figures (suite).

où  $a_v$  est le coefficient de compressibilité ( $\text{kPa}^{-1}$ );  $\sigma'_{vr}$  est la contrainte effective corrigée pour l'effet de la friction ( $\text{kPa}$ );  $a$  et  $b$  sont des paramètres adimensionnel. La valeur des paramètres  $a$  et  $b$  varient ici respectivement dans un intervalle de 0,03 à 0,1 et de 1,02 à 1,17. Les relations entre  $a_v$  et  $\sigma'_{vr}$  sont présentées sur une échelle arithmétique à l'annexe 38.

Des résultats du même type obtenus par L.Bolduc (2012) sur les mêmes résidus miniers (Mine Canadian Malartic) saturés sont montrés à la figure 6.2 (sur une échelle log-log). On constate que les courbes suivent aussi une tendance de type loi de puissance (équation 6-1), avec les paramètres  $a$  et  $b$  qui varient respectivement dans l'intervalle 0,068-0,23 et 1,11-1,35. Les valeurs des paramètres d'ajustement ( $a$  et  $b$ ) obtenus à partir des résultats de L.Bolduc (2012) sont donc légèrement supérieures à celles enregistrées pour nos essais de compression 1 à 7. Ceci pourrait être attribué à une différence au niveau des incréments de contraintes appliqués et de la teneur en eau initiale  $w_0$ . La valeur de  $w_0$  utilisée par L.Bolduc est d'environ 40%, alors que la valeur utilisée durant ce projet variait approximativement de 29% et 35%.

Les résultats expérimentaux indiquent que pour les premiers paliers de chargement, appliqués sur une éprouvette à l'état lâche, l'indice de vide  $e$  diminue plus rapidement, ce qui conduit à des valeurs élevées du coefficient  $a_v$ .

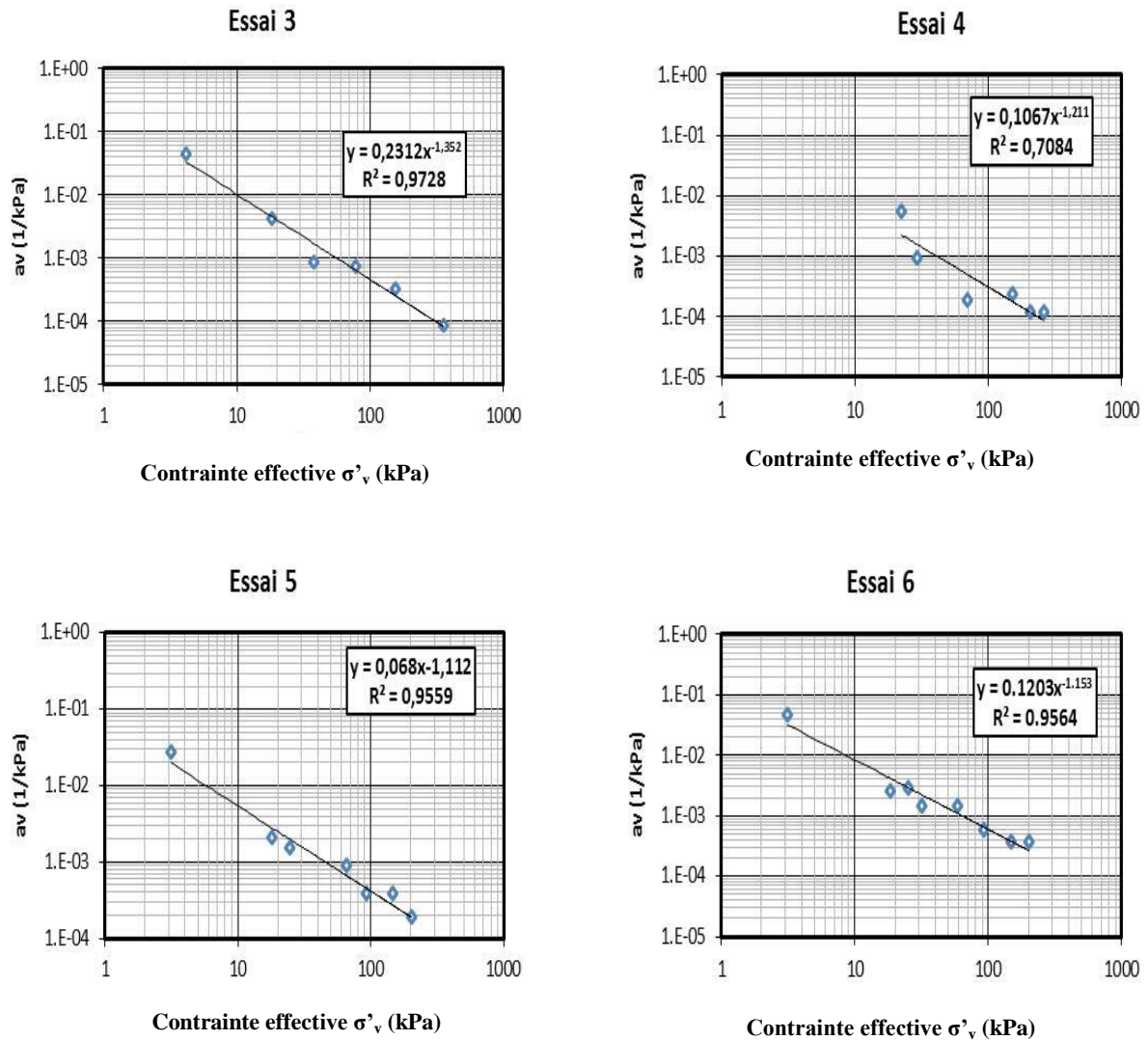


Figure 6.2 : Relation entre le coefficient de compressibilité  $a_v$  et la contrainte verticale effective  $\sigma'_v$  au centre des éprouvettes pour les 4 essais sur des résidus saturés menés par L. Bolduc (2012), dans un plan log-log; les paramètres de loi de puissance sont également donnés dans la figure.

Dans nos essais, les valeurs de  $a_v$  varient de  $10^{-1}$  à  $10^{-3}$   $\text{kPa}^{-1}$  pour des contraintes  $\sigma'_{vr} \leq 25$  kPa, alors que pour  $\sigma'_{vr} > 25$  kPa le coefficient  $a_v$  varie de  $10^{-3}$  à  $10^{-5}$   $\text{kPa}^{-1}$  (figure 6.1). L. Bolduc (2012) a compilé à peu près les mêmes intervalles de variation du coefficient  $a_v$  pour ces mêmes résidus.

Le coefficient de compressibilité volumique moyen  $m_v$  pour les essais de compression 1 à 6 égale à  $2,46 \cdot 10^{-4}$   $\text{kPa}^{-1}$ . La teneur en eau pour ces essais varie de 32,3% à 35,1%. Pour l'essai de

compression 7, avec une teneur en eau  $w=29,7\%$ , la valeur de  $m_v$  est de  $1,7 \cdot 10^{-04} \text{ kPa}^{-1}$ . On constate que la teneur eau initiale influencerait également le coefficient  $m_v$ .

Les figures 6.1 à 6.2 montrent donc que le coefficient  $a_v$  diminue avec une augmentation des contraintes verticales effectives  $\sigma'_{vr}$ . Cela est associé à une augmentation de la rigidité du matériau. Afin d'évaluer ce comportement, on peut aussi utiliser le module contraint de déformation,  $M$  (équation 2-5, e.g. Bowles 1984). Ce module  $M$  est lié au module de Young  $E$  et au coefficient de Poisson  $\nu$  (équation 2-6, Bowles, 1984; McCarthy, 2007):

La figure 6.3 présente la valeur du module  $M$  et le module de Young en fonction des contraintes effectives verticales pour les essais de compression n° 1, 2, 3, 4, 5, 6 et 7 sur les résidus saturés (pour une valeur  $\nu = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + 2 \sin \varphi'} = 0,3$ , basée sur un angle de frottement de  $35^\circ$ ). Pour des faibles contraintes ( $\sigma'_{vr}$  à environ inférieure à 200 kPa), les valeurs du module contraint  $M$  et le module  $E$  augmentent avec les contraintes effectives. Les valeurs moyennes de  $M$  et  $E$  varient respectivement de 10 kPa à 8000 kPa et de 8 kPa à 6000 kPa quand les contraintes effectives vont de 1,5 kPa à près de 200 kPa. Par exemple, l'essai de compression 3 a montré une augmentation des valeurs moyennes de  $M$  et  $E$  atteignant 17700 kPa et 13000 kPa respectivement, avant de baisser à 14000 kPa pour  $M$  et 10350 kPa pour  $E$ . Pour les essais de compression 1 et 2 et 4 à 7, on observe une certaine diminution des valeurs moyennes de  $M$  et  $E$  suivie d'une augmentation. A noter toutefois qu'il y a une dispersion plus marquée des valeurs de  $M$  et  $E$  pour tous ces essais de compression à contraintes élevées; on observe également une augmentation moins marquée des valeurs de  $M$  et  $E$  pour les contraintes plus élevées.

La tendance des valeurs  $M$  et  $E$  en fonction de la contrainte effective peut être décrite, en première approximation, à l'aide d'une relation qui suit une loi de puissance, tel que montré à la figure 6.3.

Par exemple, pour  $\sigma'_{vr} = 250 \text{ kPa}$  (et  $\nu = 0,3$ ), cette relation donne :

$$E = 31,941 \sigma'_{vr}^{1,0316} = 31,941 * 250^{1,0316} = 9507 \text{ kPa}$$

Dans ce cas, le Module  $M$  (selon l'équation 2-6) est :

$$M = \frac{9507 \text{ kPa} (1 - 0,3)}{(1 + 0,3)(1 - 2 * 0,3)} = 12798 \text{ kPa}$$

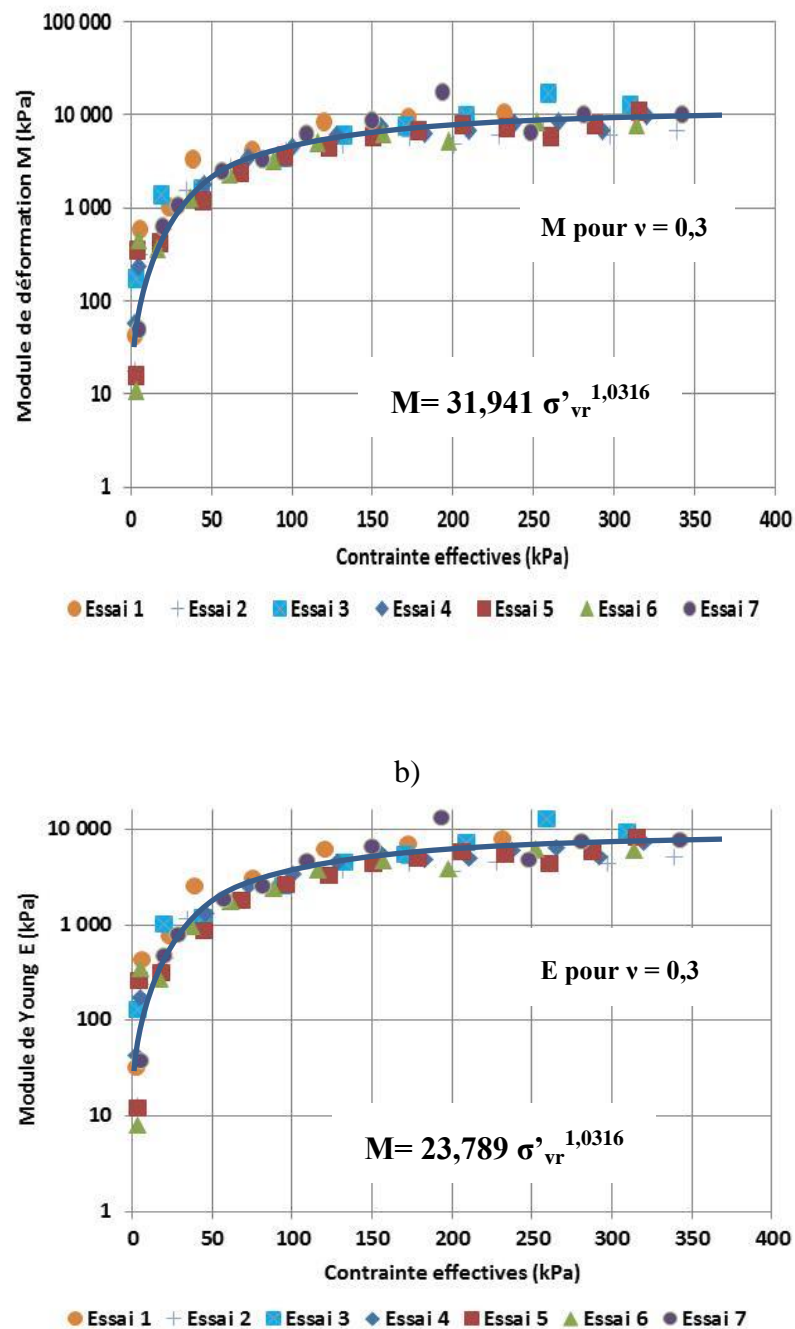


Figure 6.3 : Module de déformation contraint M (a) et module de Young E (b) en fonction des contraintes verticales effectives  $\sigma'_{vr}$  pour les essais de compression sur des résidus saturés n° 1, 2, 3, 4, 5, 6 et 7.

### 6.1.2 Effet de la teneur en eau initiale $w_0$ sur la compressibilité des résidus

Certains essais de compression ont été menés sur des éprouvettes de résidus miniers préparées à des teneurs en eau initiales  $w_0$  différentes. Les essais de compression n°1, 2, 3, 4, 5, 6 et 7 ont été menés respectivement avec  $w_0 = 32,29\%$ ,  $35,07\%$ ,  $33,37\%$ ,  $33,16\%$ ,  $34,41\%$ ,  $34,61\%$  et  $29,69\%$  (tableau 6.1). Les essais de compression n°2, 4, 5 et 6, qui ont des teneurs en eau initiales plus élevées, ont mené à un indice de compression,  $C_c$ , variant de 0,09 à 0,12 alors que  $C_c = 0,076$  pour l'essai 7. Ces valeurs suggèrent que la teneur en eau initiale a un effet sur la compressibilité des résidus saturés (comme c'est usuellement le cas pour les sols fins; e.g. Bowles, 1984). De façon générale, on anticipe que l'indice de compression  $C_c$  tend à diminuer quand la teneur en eau diminue. A noter toutefois que l'essai 1 montre un faible indice de compression ( $C_c=0,054$ ), qui serait lié à la méthode de préparation de l'éprouvette. L'essai 3 a subi un déchargement rapide au palier 3, ce qui a mené à une plus faible valeur de  $C_c$ .

L'indice de recompression  $C_r$  mesuré durant les paliers de déchargement varie entre 0,014 et 0,023. Ces valeurs sont incluses dans l'intervalle des résultats rapportés par Bussière (2007), qui mentionne que l'indice  $C_r$  varie entre 0,03 et 0,003 pour des résidus de mines en roches dures (voir tableau 6.1). L'analyse des résultats suggère que l'indice de recompression ne dépend pas de la teneur en eau initiale, mais pourrait dépendre de l'incrément de déchargement  $\Delta\sigma_{vr}$  et de la durée du déchargement. Il n'y a toutefois pas suffisamment d'essais pour élaborer plus sur ces effets.

Les résultats présentés ici suivent les mêmes tendances que celles rapportées par Bussière (1993). Celui-ci a mené des essais de consolidation à l'œdomètre sur des résidus miniers (silteux de faible plasticité) provenant de quelques mines situées en Abitibi. Ces matériaux ont été testés dans un intervalle de teneur en eau initiale  $w_0$  entre 15% et 30%. Les courbes de consolidation pour un des résidus testés à diverses teneurs en eau initiales montrent que les valeurs de l'indice de compression  $C_c$  diminuent de 0,076 à 0,046 avec pour  $w_0$  variant de 27,39% à 22%. L'indice de recompression,  $C_r$  demeure quasi constante ( $C_r = 0,004$ ) lors de ces essais.

Tel que déjà mentionné, ces tendances sont aussi observées sur des sols fins (e.g. Ladd et al. 1977; Holz et Kovacs 1991; Bowles 1984; McCarthy, 2007).

Tableau 6.1: Paramètres de compressibilité obtenus à partir des essais de compression menés à différentes teneurs en eau initiales  $w_0$  sur les résidus miniers saturés

Essai n°	$w_0\%$	$C_c$ (-)	$C_r$ (-)	$m_v$ (kPa <sup>-1</sup> )
1	32,3	0,054		$2,95 \cdot 10^{-4}$
2	35,1	0,122		$2,44 \cdot 10^{-4}$
3	33,4	0,08	0,015	$2,02 \cdot 10^{-4}$
4	33,2	0,100	0,023	$2,12 \cdot 10^{-4}$
5	34,4	0,102	0,015	$2,42 \cdot 10^{-4}$
6	34,6	0,093	0,018	$2,81 \cdot 10^{-4}$
7	29,7	0,078	0,014	$1,70 \cdot 10^{-4}$

Il est intéressant de noter aussi que Kauffman et Sherman (1964, cité par Holtz et Kovacs 1991) ont obtenu un indice de compression  $C_c$  de 0,16 pour un silt sableux peu plastique (ML, homogénéisé et remanié) normalement consolidé. Cette valeur de  $C_c$  est assez proche de celles obtenues sur les résidus étudiés ici. Des valeurs plus élevées du  $C_c$  (entre 1,5 et 4) ont été obtenues pour un silt organique argileux de type ML-MH (Holtz et Kovacs, 1991).

Les valeurs de  $C_c$  varient de 0,26 à 2,8 pour les argiles de Lachenaie selon Perez (2013); les valeurs les plus courantes de  $C_c$  mesurées pour les argiles de Champlain varient entre 0,1 et 4 (Holtz et Kovacs, 1991; Leroueil et al. 1983, 1985; Dion et al. 1983). Ces résultats indiquent que les résidus miniers montrent une compressibilité ( $C_c$ ,  $C_r$ ) plus faible que les sols fins plastiques (argiles).

### 6.1.3 Coefficient de consolidation $c_v$

Le coefficient de consolidation  $c_v$  a été évalué suite aux essais de compression sur les résidus saturés selon les méthodes de Casagrande (1938) et Taylor (1948), en utilisant les courbes de déformation et le coefficient de changement de volume (en tenant compte de l'effet de friction à la paroi de la colonne) tel que montré à la section 4.3.

Rappelons ici que Lovisa et al. (2013) ont montré que les méthodes conventionnelles de détermination de  $c_v$  présentent une limitation lorsque la courbe de déplacement versus le temps ne montre pas un deuxième point d'inflexion (comme c'est le cas, ici, voir figure 4.22) ; cela crée une difficulté pour identifier le temps  $t_{100}$  (selon l'approche de Casagrande, 1938) et parfois le temps  $t_{90}$  (selon Taylor, 1948). Afin d'éviter ce problème pour l'évaluation de  $c_v$ , on a utilisé les pressions interstitielles mesurées à la base de l'éprouvette en fonction de temps pour déterminer la fin de compression primaire (voir détails à la section 4.4.5).

Les figures 6.4 (méthode de Casagrande) et 6.5 (méthode de Taylor) montrent les valeurs du coefficient de consolidation  $c_v$  en fonction des contraintes effectives au milieu des éprouvettes pour les essais de compression sur des résidus à l'état saturé (n°1 à 7). Ces valeurs de  $c_v$  ressemblent aux valeurs typiques compilées par Aubertin et al. (1996), Bussière (2007) et L.Bolduc (2012), pour des résidus miniers silteux peu plastiques, de type ML (voir section 4.3.3). Pour  $\sigma'_{vr} \leq 25$  kPa, la valeur de  $c_v$  tend à augmenter rapidement avec le niveau de contrainte, allant de  $0,022 \text{ cm}^2/\text{s}$  à  $0,58 \text{ cm}^2/\text{s}$ ; au-delà de 25 kPa, les valeurs de  $c_v$  varient plus progressivement de  $0,58 \text{ cm}^2/\text{s}$  à  $1,2 \text{ cm}^2/\text{s}$ . Ce comportement est en partie attribué à une augmentation de la rigidité (diminution du coefficient  $m_v$ ) à des contraintes plus élevées.

Les résultats obtenus par Bussière (1993) sur les résidus de quelques sites miniers montrent aussi que la valeur de  $c_v$  croît avec le niveau des contraintes.

### 6.1.4 Estimation de la conductivité hydraulique saturée par méthodes indirectes

La conductivité hydraulique saturée,  $k_{sat}$ , a été estimée à partir des résultats expérimentaux à l'aide des méthodes indirectes de Casagrande (1938) et Taylor (1948) qui donnent la valeur de  $c_v$  utilisée ensuite pour évaluer  $k_{sat}$  (section 4.3.3), et aussi selon les modèles prédictifs de Kozeny-Carman (Chapuis et Aubertin, 2003) et KCM (Mbonimpa et al. 2002). Quelques

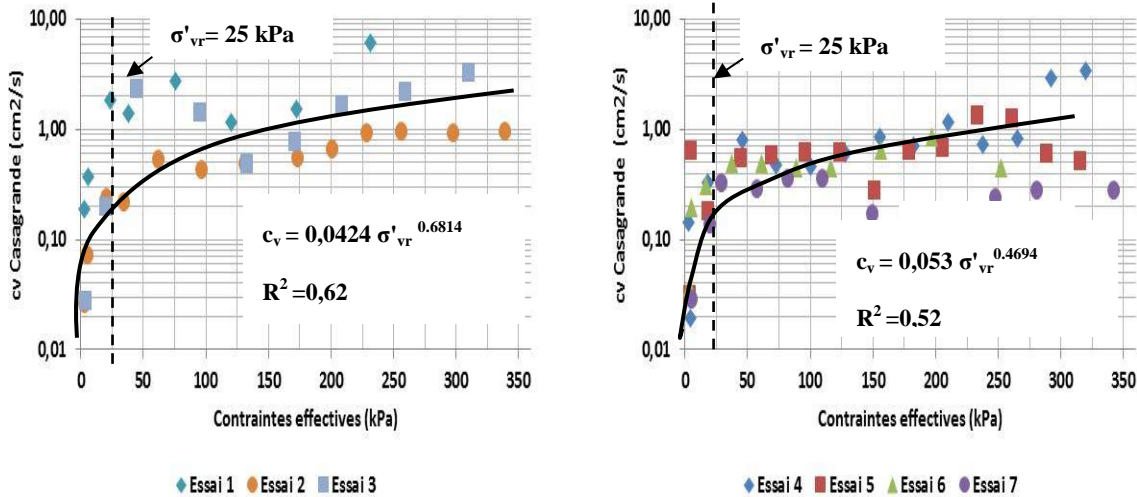


Figure 6.4: Relation entre le coefficient de consolidation  $c_v$ , obtenue selon l'approche de Casagrande, et les contraintes verticales effectives au milieu des éprouvettes pour les essais de compression sur des résidus saturés (essais n° 1 à 7).

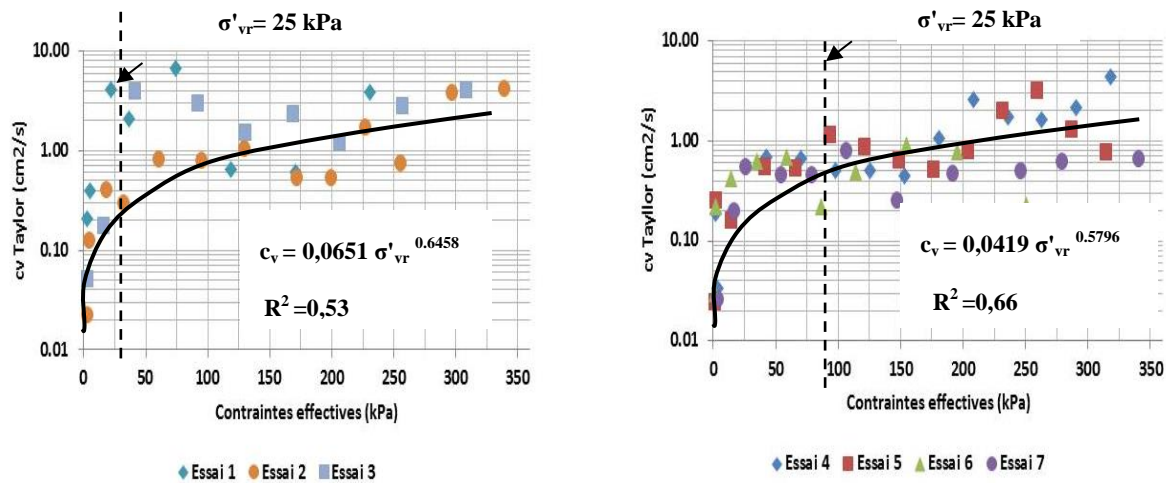


Figure 6.5: Relation entre le coefficient de consolidation  $c_v$ , obtenue selon l'approche de Taylor, et les contraintes verticales effectives  $\sigma'_v$  au milieu des éprouvettes pour les essais de compression sur des résidus saturés (essais n° 1 à 7).



exemples de calcul de  $k_{sat}$  sont présentés à l'annexe 39 pour l'essai de compression n°6 à un indice des vides de 0,683 (pour les modèles prédictifs); on présente ici un exemple pour l'essai de compression 4 (palier 5), en considérant que la valeur de  $k_{sat}$  peut être calculée selon l'équation (4-16).

- Évaluation de  $k_{sat}$  selon le  $c_v$  par la méthode de Casagrande (1938) :

avec  $m_v = 3 \cdot 10^{-4} \text{ kPa}^{-1} (\text{m}^2/\text{kN})$ ,  $c_v \text{ Casagrande} = 0,4771 \text{ cm}^2/\text{sec}$  et  $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$ , on obtient  $k_{sat}$  en cm/sec (après une conversion du mètre au centimètre) :

$$k_{sat} = m_v c_v \gamma_w = 3 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{kN} * 0,4771 \text{ cm}^2/\text{s} * 9,81 \text{ kN/m}^3 = 1,39 \cdot 10^{-5} \text{ cm/s}$$

- Évaluation de  $k_{sat}$  (cm/sec) selon le  $c_v$  avec la méthode de Taylor :

avec  $m_v = 3 \cdot 10^{-4} \text{ 1/kPa}$ ,  $c_v \text{ Taylor} = 0,665 \text{ cm}^2/\text{sec}$  et  $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$ , on obtient  $k_{sat}$

$$k_{sat} = m_v c_v \gamma_w = 3 \cdot 10^{-4} \text{ kPa}^{-1} (\text{m}^2/\text{kN}) * 0,665 \text{ cm}^2/\text{s} * 9,81 \text{ kN/m}^3 = 1,95 \cdot 10^{-5} \text{ cm/s}$$

La figure 6.6 montre dans le plan  $\log k_{sat}$  vs  $e$  les valeurs obtenues selon les diverses approches pour les essais de compression 1 à 7. On constate que les valeurs de  $k_{sat}$  obtenues selon les approches de Casagrande et Taylor diminuent avec l'indice des vides. La figure montre aussi que la totalité des valeurs de  $k_{sat}$  sont encadrées par les modèles prédictifs. De façon plus spécifique :

- Essai de compression 1 : les valeurs de  $k_{sat}$  selon Casagrande et Taylor varient respectivement de  $1,37 \cdot 10^{-5}$  à  $4,31 \cdot 10^{-4} \text{ cm/sec}$  et de  $6,28 \cdot 10^{-6} \text{ cm/sec}$  à  $4,78 \cdot 10^{-4} \text{ cm/sec}$ , dans un intervalle d'indice des vides 0,77-0,9. Ces valeurs de  $k_{sat}$  sont incluses dans la plage des modèles prédictifs KCM, KC et  $KC_{résidus}$ , tel que montré à la figure 6.6 a. Deux valeurs de  $k_{sat}$  selon Taylor ( $6,28 \cdot 10^{-6}$  et  $7,68 \cdot 10^{-6} \text{ cm/sec}$ ) sont dehors des prédictions. Cela pourrait être attribué à une sousestimation du  $c_v$ . À noter que les valeurs de  $k_{sat}$  selon Taylor sont supérieures à celles de Casagrande, tel que mentionné à la section 4.3.3.
- Essai de compression 2 : les valeurs de  $k_{sat}$  selon Casagrande et Taylor varient respectivement de  $9,24 \cdot 10^{-6}$  à  $1,46 \cdot 10^{-4} \text{ cm/sec}$  et de  $8,94 \cdot 10^{-6}$  à  $1,24 \cdot 10^{-4} \text{ cm/sec}$ , dans un intervalle d'indice des vides 0,978-0,708. Dans ce cas, la majorité des valeurs de  $k_{sat}$  sont superposées avec la ligne du modèle  $KC_{résidus}$  tel que montré à la figure 6.6 b. Les autres valeurs de  $k_{sat}$  sont entre les prédictions des modèles KCM et  $KC_{résidus}$ .

- Essai de compression 3 : Les valeurs de  $k_{sat}$  obtenues des méthodes de Casagrande et Taylor varient respectivement de  $8,06 \cdot 10^{-6}$  à  $1,69 \cdot 10^{-5}$  cm/sec et de  $1,2 \cdot 10^{-6}$  à  $1,6 \cdot 10^{-5}$  cm/sec. La majorité des valeurs de  $k_{sat}$  sont proches des prédictions du modèle  $KC_{résidus}$ , tel que montré à la figure 6.6 c.
- Essai de compression 4 : Pour cet essai, la totalité des valeurs de  $k_{sat}$  sont entre les prédictions des modèles KCM, KC et  $KC_{résidus}$ , tel que montré à la figure 6.6 d. Ces valeurs de  $k_{sat}$  (selon Casagrande et Taylor) varient respectivement de  $8,9 \cdot 10^{-6}$  à  $2,42 \cdot 10^{-4}$  cm/sec et de  $5,90 \cdot 10^{-6}$  à  $3,21 \cdot 10^{-4}$  cm/sec, dans un intervalle d'indice des vides de 0,71-0,89. Deux valeurs seulement de  $k_{sat}$  sont dehors des prédictions (i.e.  $k_{sat}$  (Casagrande) =  $8,15 \cdot 10^{-6}$  cm/sec,  $k_{sat}$  (Taylor) =  $1,4 \cdot 10^{-5}$  cm/sec).
- Essai de compression 5 : La totalité des valeurs de  $k_{sat}$  sont incluses dans la plage des valeurs obtenues des modèles prédictifs KCM, KC et  $KC_{résidus}$ , tel que montré à la figure 6.6 e. Les valeurs de  $k_{sat}$  obtenues selon Casagrande et Taylor varient respectivement de  $4,62 \cdot 10^{-6}$  à  $1,91 \cdot 10^{-4}$  cm/sec et de  $8,68 \cdot 10^{-5}$  à  $2,29 \cdot 10^{-5}$  cm/sec, pour un intervalle d'indice des vides 0,618-0,905.
- Essai de compression 6 : Pour cet essai, la majorité des valeurs de  $k_{sat}$  sont entre les prédictions des modèles KCM, KC et  $KC_{résidus}$ , tel que montré à la figure 6.6 f. Les valeurs de  $k_{sat}$  selon Casagrande et Taylor varient respectivement de  $5,28 \cdot 10^{-6}$  à  $3,32 \cdot 10^{-4}$  cm/sec et de  $2,69 \cdot 10^{-5}$  à  $2,6 \cdot 10^{-4}$  cm/sec, dans un intervalle d'indice des vides 0,569-0,746. Deux valeurs seulement de  $k_{sat}$  sont dehors de la gamme des prédictions ( $k_{sat}$  (Casagrande) =  $3,32 \cdot 10^{-4}$  cm/sec,  $k_{sat}$  (Taylor) =  $2,64 \cdot 10^{-4}$  cm/sec). Ces valeurs élevées semblent reliées à celle de  $m_v$  à faible contrainte (qui est de  $9,2 \cdot 10^{-2}$  kPa<sup>-1</sup>).
- Essai de compression 7 : Les valeurs de  $k_{sat}$  selon les approches de Casagrande et Taylor varient respectivement de  $2,67 \cdot 10^{-6}$  à  $5,66 \cdot 10^{-5}$  cm/sec et de  $6,14 \cdot 10^{-6}$  cm/sec à  $5,22 \cdot 10^{-5}$  cm/sec, dans un intervalle d'indice des vides 0,585-0,717. Ces valeurs de  $k_{sat}$  sont incluses dans la plage des modèles prédictifs KCM, KC et  $KC_{résidus}$ , tel que montré à la figure 6.6 g. Les valeurs de  $k_{sat}$  selon Taylor (de  $2,67 \cdot 10^{-6}$  à  $2,86 \cdot 10^{-6}$  cm/s) et Casagrande ( $7,98 \cdot 10^{-7}$  et  $3,65 \cdot 10^{-6}$  cm/s) sont dehors des prédictions.

Le modèle KC de Chapuis et Aubertin (2003) adapté aux résidus miniers semble montrer une meilleure capacité de prédiction de la valeur de  $k_{sat}$  pour plusieurs de ces essais de compression,

en comparaison avec les modèles KCM et KC (i.e. essais 2, 3 4 et 7). Le modèle KCM de Mbonimpa et al. (2002) montre toutefois une meilleure capacité de prédiction des valeurs  $k_{sat}$  obtenues des essais de perméabilité en cellules triaxiales, tel que montré à la figure 4.16.

On constate aussi que les valeurs de  $k_{sat}$  évaluées à partir des essais de compression (selon les méthodes de Casagrande, 1938 et Taylor 1948) sont usuellement inférieures aux valeurs de  $k_{sat}$  obtenues à partir des essais triaxiaux (données aux tableaux 4.7 et 4.8).

Ceci soulève des questions sur l'évaluation de la conductivité hydraulique saturées à partir de ces essais de compression (en cellules œdométriques et en colonne). Il est intéressant de rappeler ici que d'autres ont aussi observé que les valeurs de  $k_{sat}$  obtenues par des essais de compression ont montré un écart significatif avec les valeurs de  $k_{sat}$  mesurées au perméamètre à paroi rigide ou flexible. Par exemple, Bussière (1993) qui a testé des résidus miniers et Pedroni (2011) qui a mené des essais sur des boues ont constaté que les valeurs de  $k_{sat}$  obtenues à partir des essais de compression avec chargement incrémental de la contrainte totale imposée étaient souvent très différentes (facteur de 10 à 100) des obtenues pour d'autres essais (incluant des essais avec chargement par gradient hydraulique imposé dans le cas de Pedroni, 2011). Duhaime (2012) a également constaté des différences assez marquées, atteignant un facteur de 3, entre les essais au perméamètre et à l'oedomètre sur des argiles de Mascouche.

La cause de ces écarts n'est pas totalement claire, mais il semble que l'application subite d'un accroissement de la contrainte verticale dans les essais de compression rend difficile le suivi et l'interprétation de l'évolution des pressions interstitielles et des contraintes effectives (Pedroni, 2011).

### **6.1.5 Dissipation des pressions interstitielles**

L'interprétation des essais de compression en colonne est basée en grande partie sur la mesure des pressions interstitielles, mais la réponse des capteurs de pression interstitielle dépend de divers facteurs incluant leur degré de saturation et celui des filtres, ainsi que du type de chargement appliqué sur l'éprouvette (incluant l'ampleur des incréments de charge). Pedroni (2011) a signalé que le chargement axial (mécanique) d'une éprouvette induit des changements abrupts au niveau de la pression interstitielle suite à l'ajout des charges. Dans ce cas, la vitesse d'augmentation et de dissipation des pressions est initialement rapide, et le suivi de leur dissipation pourrait être moins précis (ou incertain).

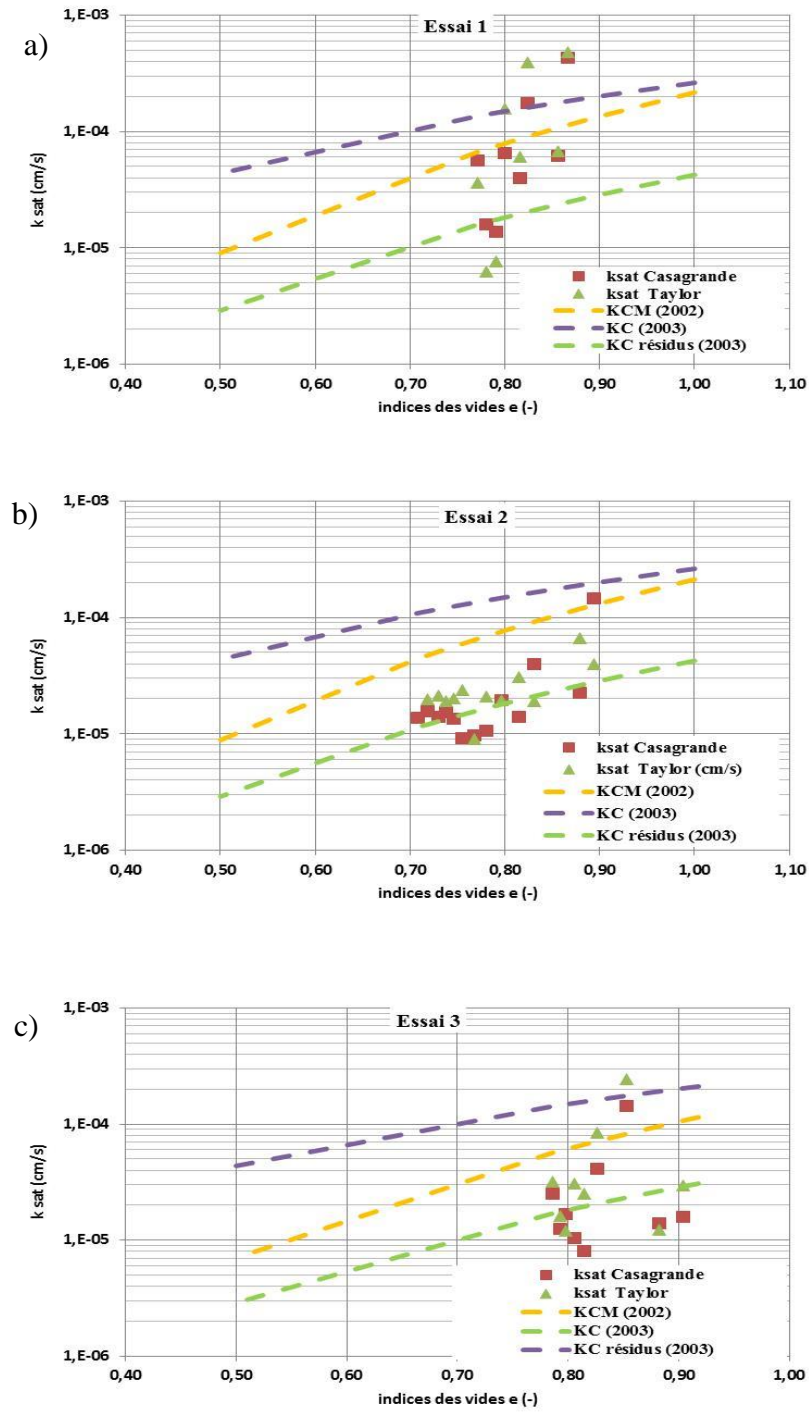


Figure 6.6: Comparaison entre la conductivité hydraulique saturée obtenue expérimentalement à partir des méthodes de Casagrande et de Taylor et les modèles prédictifs KCM et KC (et  $KC_{résidus}$ ) pour les essais 1 (a), 2 (b) et 3 (c).

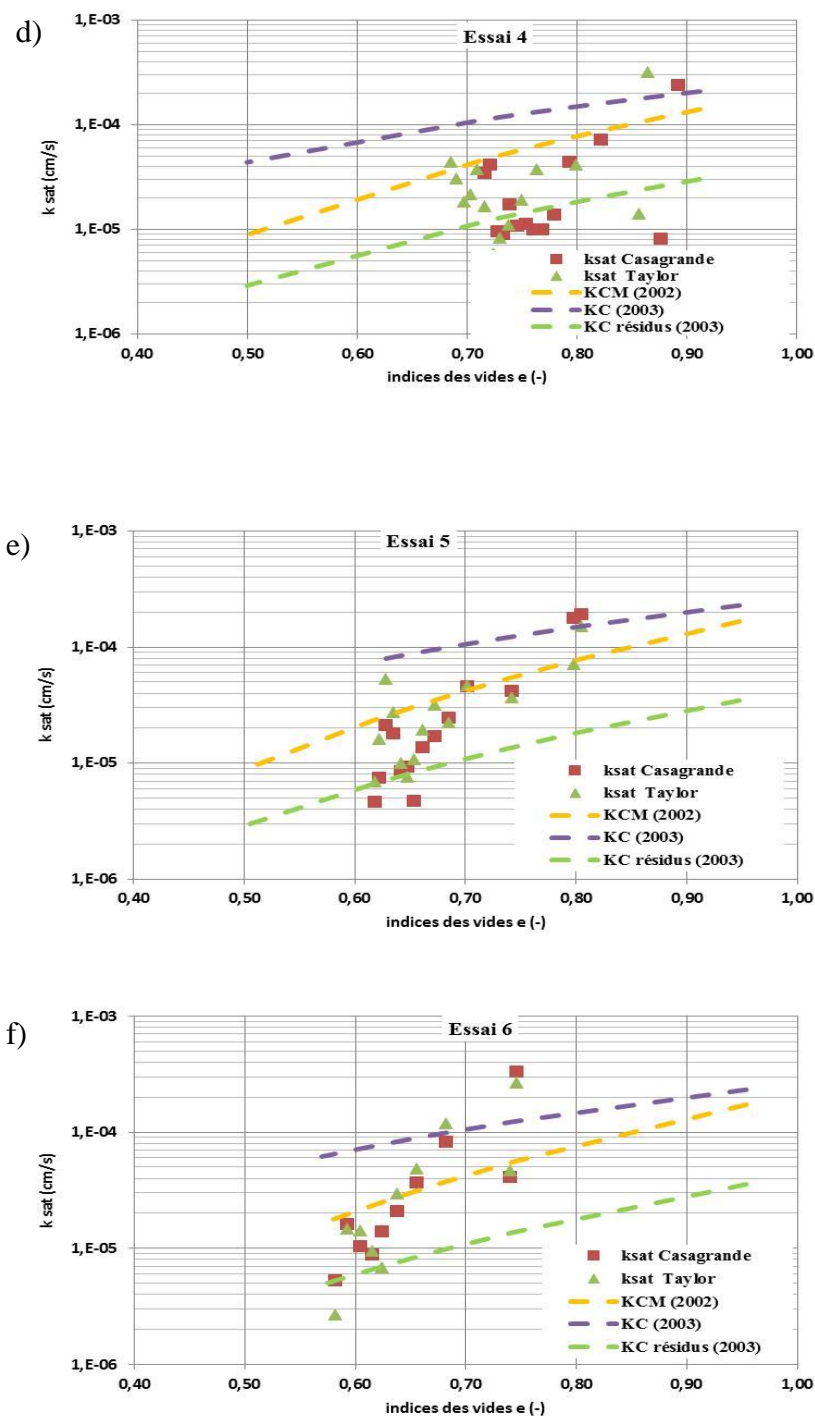


Figure 6.6: Comparaison entre la conductivité hydraulique saturée obtenue à partir des méthodes de Casagrande et de Taylor et les modèles prédictifs KCM et KC pour les essais 4 (d), 5 (e) et 6 (f) (suite).

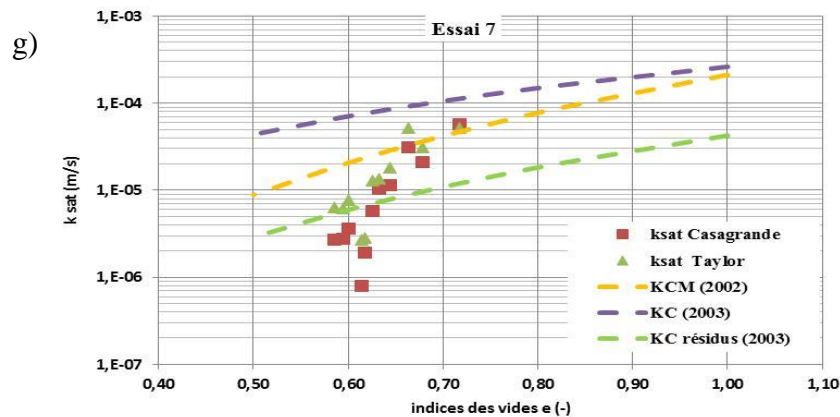


Figure 6.6: Comparaison entre la conductivité hydraulique saturée obtenue à partir des méthodes de Casagrande et de Taylor et les modèles prédictifs KCM et KC pour l'essai 7 (g) (suite)

Dans nos essais, nous avons constaté que l'effet de la friction peut influencer l'allure et l'ampleur des pressions incluant les isochrones de dissipation, tel que mentionné au chapitre 4 (voir par exemple la figure 4.17 qui montre les pressions interstitielles sur toute la hauteur de l'éprouvette sous un accroissement de contrainte  $\Delta\sigma_{vr} = 14,48$  kPa en fonction du temps pour l'essai 5, palier 3).

La figure 6.7a montre l'évolution des pressions interstitielles en fonction du log du temps ( $\log t$ ) en réponse à un chargement incrémental ( $\sigma_{vr}$ : de 18 à 44kPa; corrigée pour l'effet de la friction), pour le palier 4 de l'essai 5 (à titre d'exemple). Les pressions d'eau sont mesurées par trois tensiomètres  $T_1$ ,  $T_2$  et  $T_3$  placés aux positions  $Z=0,95$ ,  $0,68$  et  $0,33$  (de la base de l'éprouvette vers la surface). À environ  $t=0,1$  min, les pressions interstitielles atteignent une valeur maximale de 38 kPa pour  $T_1$ . Toutefois, les tensiomètres  $T_2$  et  $T_3$  ont enregistré les valeurs maximales des pressions un peu plus tard, soit après environ 0,8 min. Cela suggère qu'au bas de la colonne ( $T_1$ ) il y a eu un transfert total et rapide de la contrainte verticale vers le bas de l'éprouvette avant que la friction soit mobilisée aux parois de la colonne (car cela requiert un certain déplacement). Le retard observé au niveau de la réponse des tensiomètres  $T_2$  et  $T_3$  (qui mesurent des pressions maximales plus faibles) est attribuée à la réponse du capteur lui-même et à l'effet de la friction (lors des déplacements provoqués à l'interface éprouvette et paroi de la colonne en réponse à la contrainte appliquée). Ce comportement a une influence sur l'allure des isochrones de

dissipation. La figure 6.7b montre, dans le plan  $H, \frac{u(z,t)}{u_{i0}}$ , la dissipation des pressions interstitielles en excès. L'isochrone de 0,8 min montre un rapport  $\frac{u(z,t)}{u_{i0}}$  proche de 1 pour les positions  $Z=0,33$  (T3) et 0,68 (T2) (haut et milieu de l'éprouvette) et 0,74 pour la position  $Z=0,95$  (T1) (le bas de de l'éprouvette). La dissipation en bas de l'éprouvette (base non drainée) atteindrait donc 31% alors qu'au niveau du milieu de l'éprouvette et proche de la surface de drainage la dissipation est encore nulle. Ces résultats semblent indiquer que le tensiomètre T1 (en bas) a montré une réponse plus rapide que les tensiomètres T2 et T3 (pour les raisons proposées plus haut).

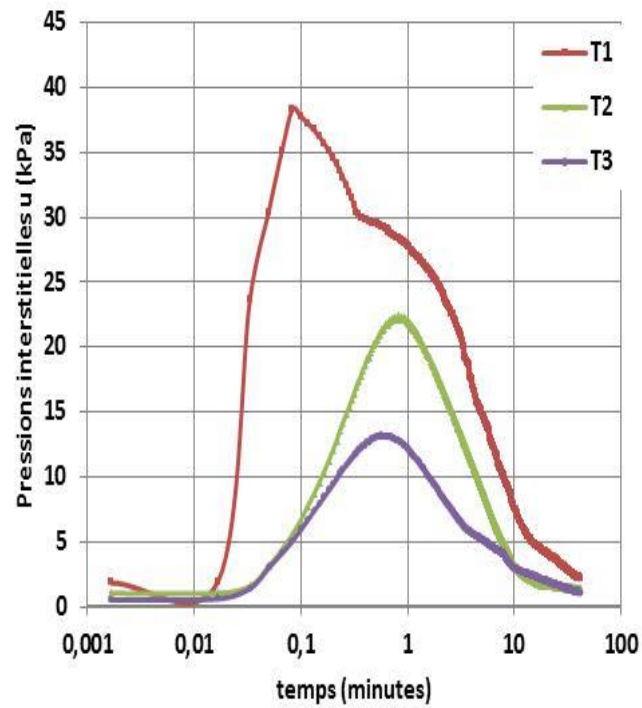
### 6.1.6 Relation entre les paramètres $C_\alpha$ et $C_c$

Les valeurs du coefficient  $C_\alpha$  associé à la compression secondaire ont été présentées au tableau 4.9 pour les essais de compression sur des résidus saturés. Les valeurs de  $C_\alpha$  varient de 0,00025 et 0,00361. La figure 6.8 montre la relation entre le rapport  $C_\alpha/C_c$  et les contraintes verticales effectives au milieu de l'éprouvette pour les essais de compression 1 à 7.

Les valeurs individuelles du rapport  $C_\alpha/C_c$  varient de 0,0014 à 0,066. La valeur moyenne du rapport  $C_\alpha/C_c$  varie ici de 0,018 à 0,026. Les valeurs du rapport  $C_\alpha/C_c$  versus les contraintes effectives est très dispersée et elle ne montre pas une tendance régulière pour la figure 6.8a et 6.8e. Les essais de compressions 2 à 5 et 7 montrent (aux figures 6.8b à 6.8d et 6.8g) une tendance quasi-linéaire. Pour ces essais (2 à 5 et 7), les valeurs du rapport  $C_\alpha/C_c$  varient de 0,024 à 0,026. Mesri et Godlewski, (1977) ont rapporté des valeurs de  $C_\alpha/C_c \sim 0,03$  à 0,06 pour les silts de la rivière Hudson. McCarthy (2007) a rapporté aussi des valeurs de  $C_\alpha/C_c \sim 0,03$  à 0,06 pour divers sols naturels. Pour les sols inorganiques, le rapport  $C_\alpha/C_c$  varie typiquement de 0,025 et 0,06 tandis que pour les sols organiques et les tourbes la valeur de  $C_\alpha/C_c$  va de 0,04 à 0,075 (Mesri et Godlewski, 1977; Holtz et Kovacs, 1991). Mesri et Godlewski (1977) ont de plus constaté que pour divers types de sol, le rapport  $C_\alpha/C_c$  est pratiquement indépendant de la structure, de l'histoire mécanique, et du mode de chargement (i.e. compression axiale ou isotrope).

Les résultats présentés à la section 4.4.5 montrent aussi que le rapport entre le tassement secondaire et le tassement global est plus faible pour  $\sigma'_{vr} \leq 25$  kPa ; ce rapport varie de 0,08% à

a)



b)

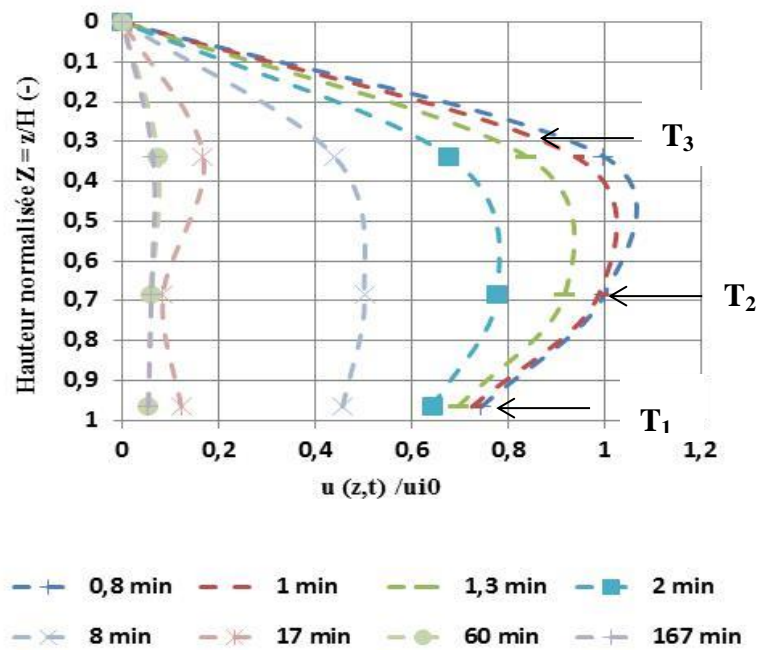


Figure 6.7: Pressions interstitielles générées le long de l'éprouvette (a); Isochrones de dissipation des pressions interstitielles en excès mesurés par les tensiomètres  $T_1$ ,  $T_2$  et  $T_3$  durant le palier 4 de l'essai de compression 5 (b) (i.e. rapport des pressions non dissipées  $\frac{u(z,t)}{u_{i0}}$ ).



6%. Pour  $\sigma'_{vr} > 25$  kPa, la compression secondaire peut atteindre plus de 50% de la compression globale. Cela peut être attribué à une dissipation rapide des pressions interstitielles en excès ce qui favorise la déformation sous une contrainte effective constante. Selon nos résultats, la compression secondaire semble donc relativement moins prononcée pour les résidus de mines en roches dures par rapport aux sols naturels.

### **6.1.7 Effet de la friction sur la compression des résidus saturés**

On a évalué l'effet de cette valeur de l'angle de friction sur la compression des résidus, en analysant certains essais avec un angle de  $16^\circ$  et de  $24^\circ$  (minimum et maximum obtenus). La valeur moyenne de l'angle de friction retenue pour les essais de compression des résidus à l'état saturé (et non saturé) est de  $20^\circ$ .

L'indice de compression  $C_c$  est représenté en fonction de l'indice des vides pour les trois valeurs de l'angle de friction à l'interface (résidus-parois internes de la colonne), à la figure 6.9. On constate que la valeur de  $C_c$  est pratiquement constante pour les trois angles de friction pour les essais de compression sur des résidus saturés. Ce comportement pourrait être expliqué par le fait que la friction agit sur l'ampleur des contraintes, mais qu'elle influence peu la différence des contraintes utilisée entre chaque palier (qui est utilisée pour évaluer la valeur de  $C_c$ ). Le coefficient  $m_v$  est représenté en fonction des contraintes verticales effectives corrigées pour l'effet de friction à la figure 6.10. On constate aussi que le coefficient  $m_v$  ne varie pratiquement pas avec l'angle de friction. Pour l'essai 7, le coefficient  $m_v$  et l'indice  $C_c$  sont quasiment indépendants de l'angle de friction, tel que montré à la figure 6.11.

Pour nos essais, les paramètres de compressibilité des résidus saturés ne seraient donc pas affectés de façon notable par la valeur de l'angle de friction à la paroi.

## **6.2 Comportement des résidus miniers non saturés**

Le protocole de laboratoire proposé pour étudier le changement de volume des résidus miniers non saturés (avec application d'une succion) a permis d'obtenir plusieurs résultats des essais de compression menés au laboratoire. Cela nous permet de faire une analyse et une discussion de l'effet du chargement hydraulique et mécanique sur le comportement en terme du changement de volume des phases à l'état non saturé, incluant les coefficients de changement de volume, la compressibilité, les paramètres liés aux pressions interstitielles et le coefficient de consolidation.

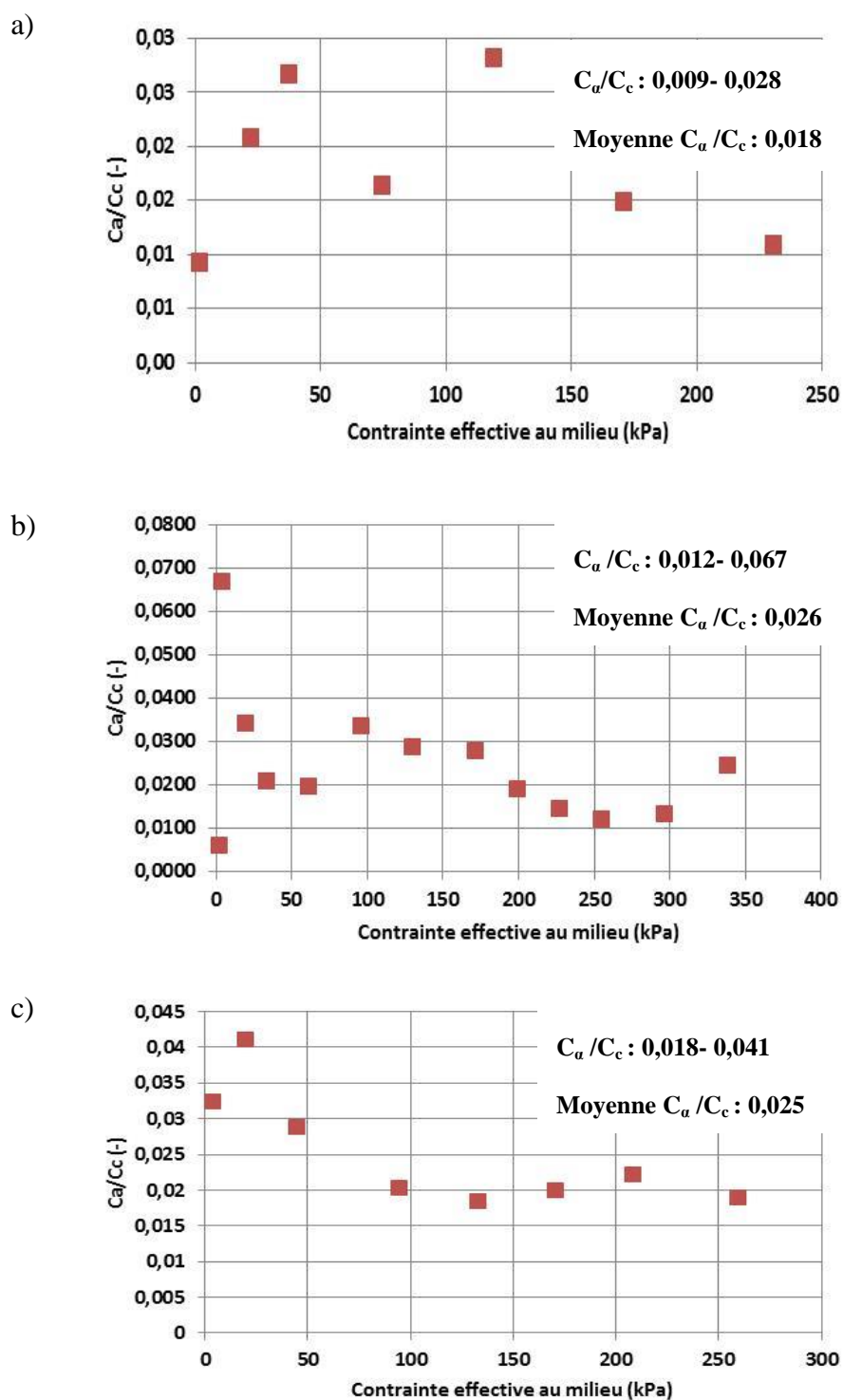


Figure 6.8 (début) : Valeurs du rapport  $C_a/C_c$  en fonction des contraintes verticales effectives au milieu ; a) essai 1; b) essai 2; b) essai 3.

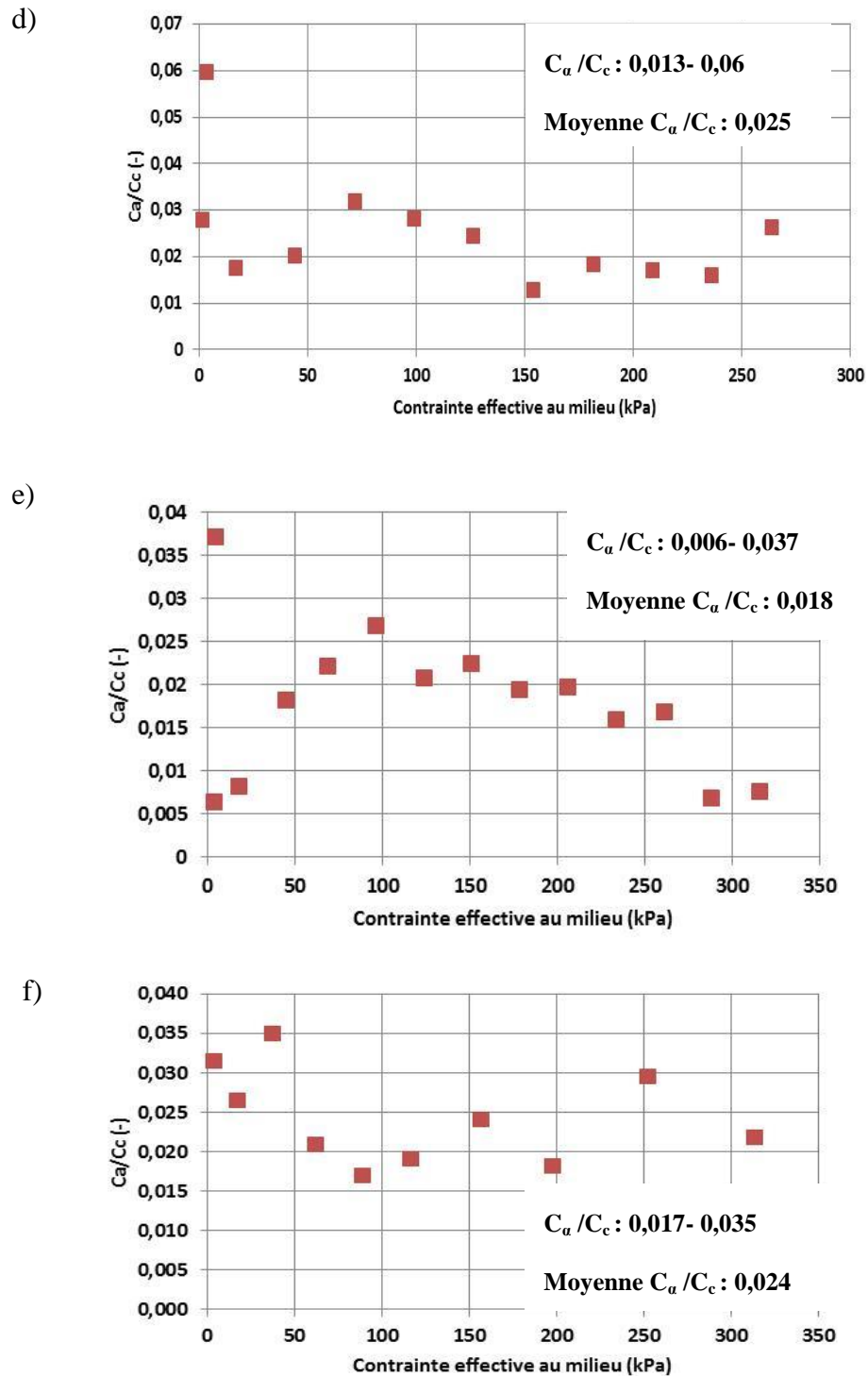


Figure 6.8 (suite): Évolution de Rapport  $C_a/C_c$  en fonction des contraintes effectives au milieu ;

d) essai 4; e) essai 5; f) essai 6

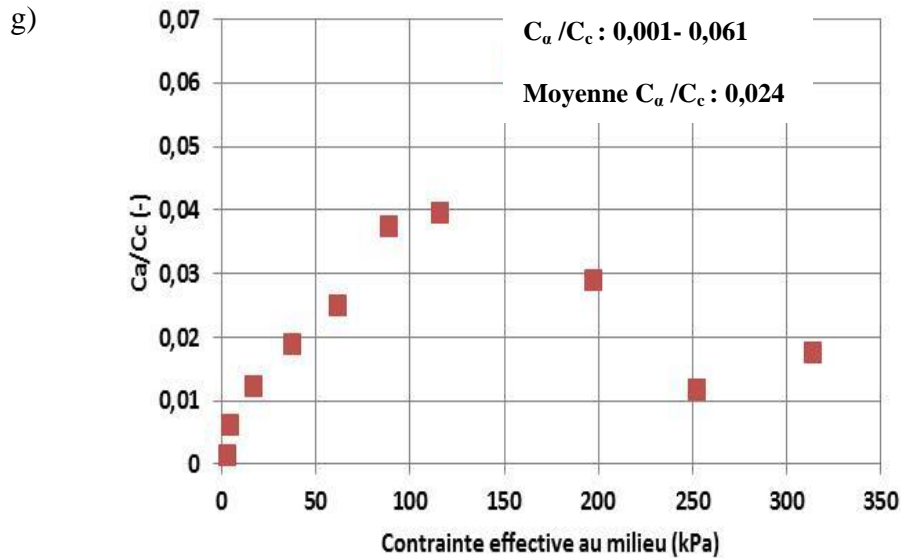


Figure 6.8 (suite et fin) : Évolution de Rapport  $C_a/C_c$  en fonction des contraintes effectives au milieu pour essai 7 (g)

La tendance observée pour ces paramètres est comparée avec celle issue des résultats obtenus par Rahardjo (1990) sur un sable fin silteux ( $I_p=5,6\%$ ) de type ML testé en compression dans une colonne rigide. Certains résultats seront également comparés avec d'autres types d'essais.

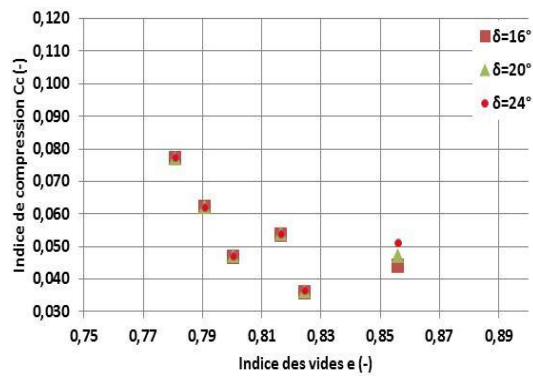
## 6.2.1 Compressibilité des résidus à l'état non saturé (avec succion)

### 6.2.1.1 Effet de la succion sur l'indice de compression

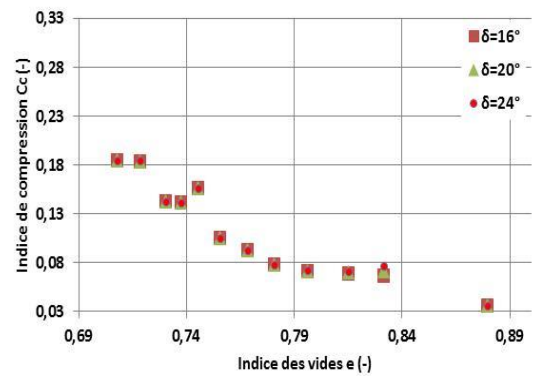
L'indice de compression  $C_c$  a été évalué selon la contrainte normale pour chaque essai de compression sous succion constante (8 à 11 et 12-B à 13-B, équation 2-56), basée sur l'approche décrite par Fredlund et Rahardjo (1993). Une autre approche permet aussi d'évaluer la valeur de  $C_c$  selon la contrainte effective, à partir de l'approche de Bishop (équation 2-39) modifiée par Khalili et Khabaz (1998); dans ce cas, on utilise le paramètre  $\chi$  défini selon l'expression suivante :

$$\chi = \begin{cases} 1 & \text{pour } \frac{\psi}{\psi_a} \leq 1 \\ \left(\frac{\psi}{\psi_a}\right)^{-0,55} & \text{pour } 1 \leq \frac{\psi}{\psi_a} \leq 25 \end{cases} \quad (6-2)$$

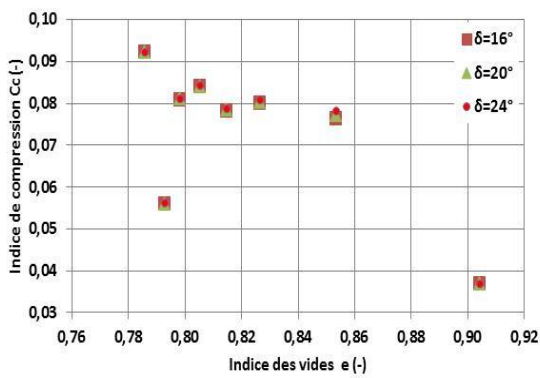
$$(6-3)$$



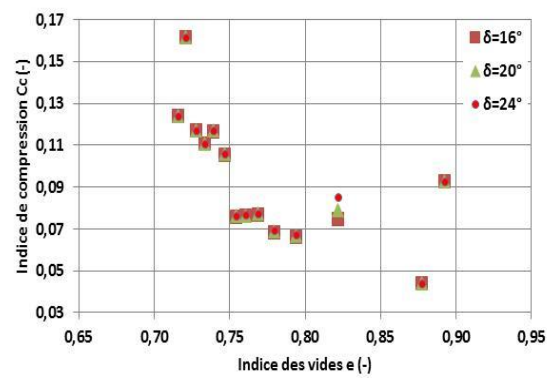
a)



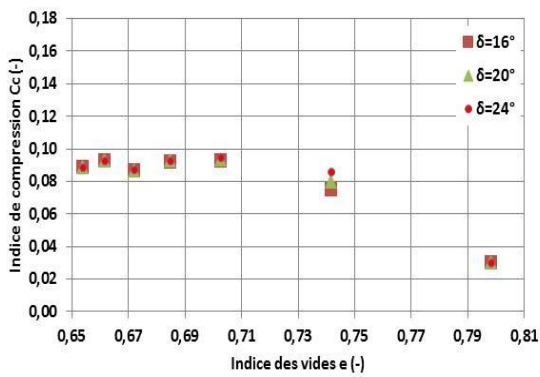
b)



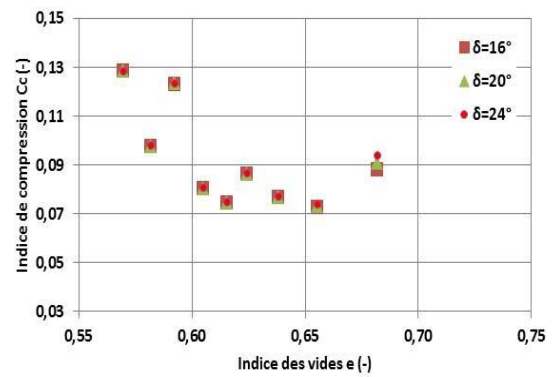
c)



d)

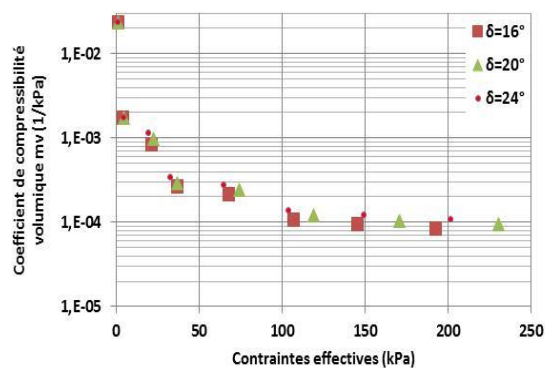


e)

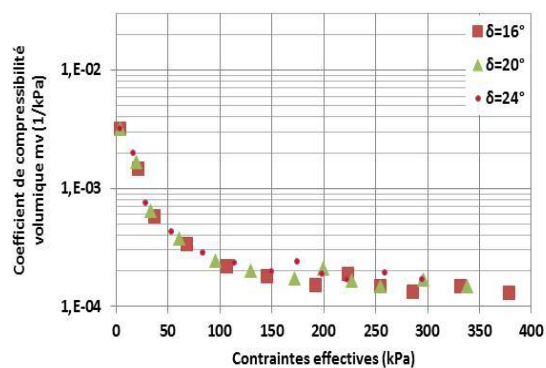


f)

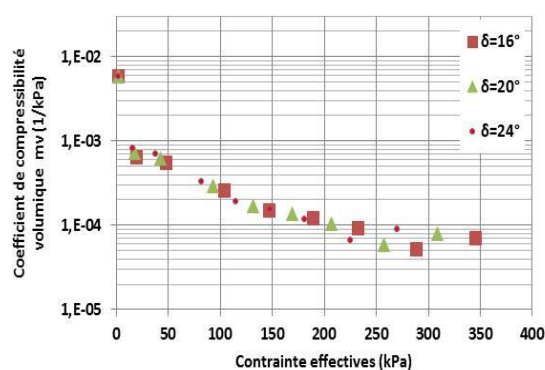
Figure 6.9 : Effet de l'angle de friction sur l'indice de compression  $C_c$  pour les essais de compression saturée; a) Essai 1; b) Essai 2; c) Essai 3; d) Essai 4; e) Essai 5; f) Essai 6.



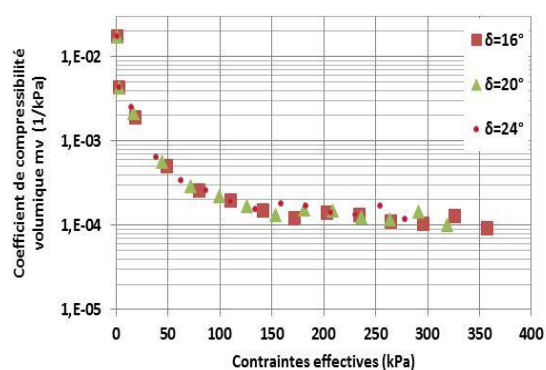
a)



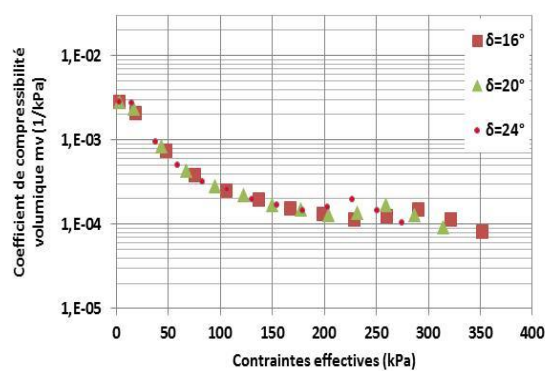
b)



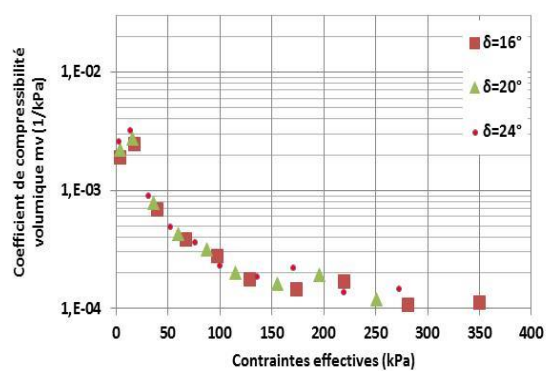
c)



d)



d)



e)

Figure 6.10 : Effet de l'angle de friction sur le coefficient de changement de volume  $m_v$  pour les essais de compression saturée; a) Essai 1; b) Essai 2; c) Essai 3; d) Essai 4; e) Essai 5; Essai 6.

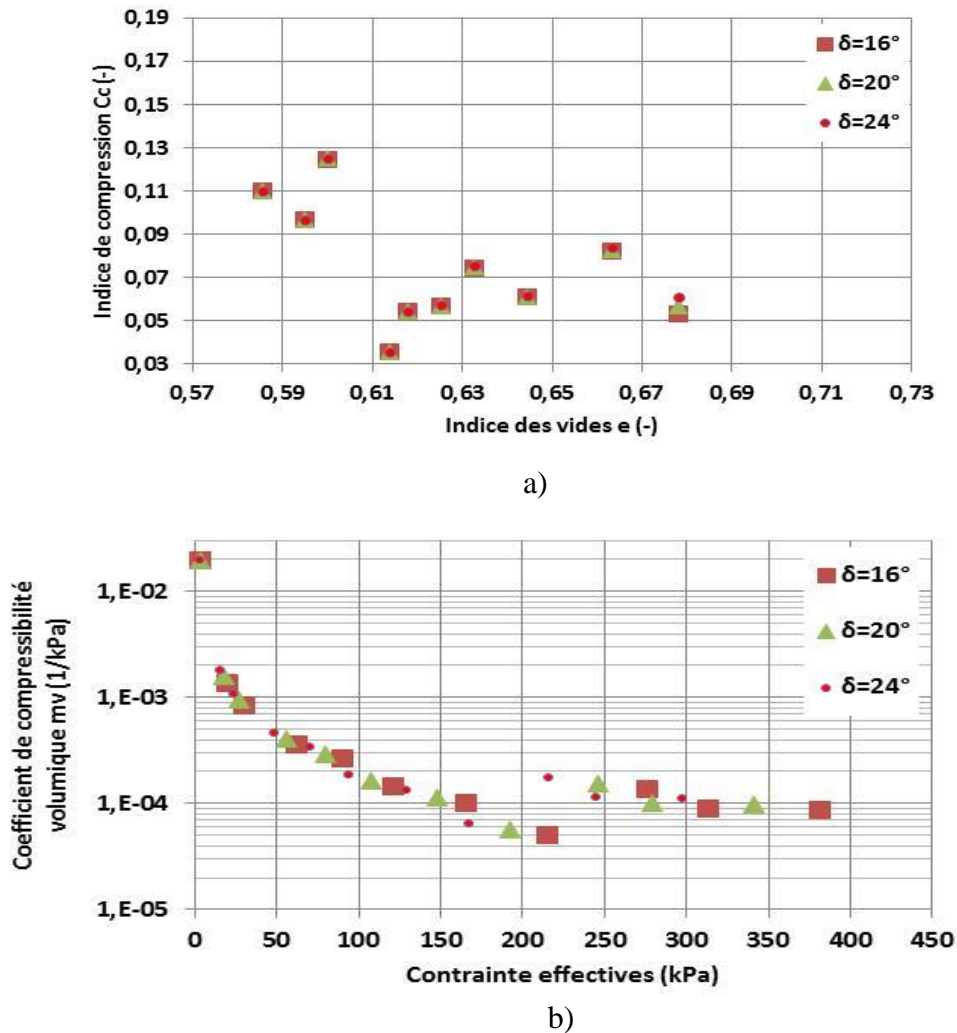


Figure 6.11 : Effet de l'angle de friction sur l'indice de compression  $C_c$  (a); et le coefficient  $m_v$  (b) pour l'essai de compression saturée 7.

où  $\psi$  est la succion ;  $\psi_a$  est la pression d'entrée d'air (ou AEV). Le paramètre  $\chi$  de Bishop est donc égal à 1 quand le milieu poreux est (quasi) saturé. Dans le cas de désaturation, la valeur du paramètre  $\chi$  baisse avec une augmentation de la succion.

On présente ici un exemple de calcul des de l'indice de compression  $C_c$  selon l'approche de Fredlund et Rahardjo (1993) (voir détails à la section 5.2) et selon l'approche de Khalili et Khabaz (1998), pour l'essai 13-B (palier 18). Dans ce cas, la pression à l'entrée d'air  $\psi_a \sim 45$  kPa et la succion imposée  $\psi = 73$  kPa . Selon, l'équation 6-3, le rapport  $\frac{\psi}{\psi_a} = 1,62$ . Le paramètre  $\chi$  est :

$$\chi = \left( \frac{\psi}{\psi_a} \right)^{-0,55} = \left( \frac{73}{45} \right)^{-0,55} = 0,76$$

on obtient donc la contrainte effective de Bishop (1959) comme suit (équation 2-39):

- Palier 17 :

$$\sigma'_{vr} = (\sigma_{vr} - u_a) + \chi(u_a - u_w) = (137,86 - 0) + (0 - 0,76 * 73) \text{ kPa} = 81,91 \text{ kPa}$$

- Palier 18 :

$$\sigma'_{vr} = (\sigma_{vr} - u_a) + \chi(u_a - u_w) = (0 - 191,93) + (0 - 0,76 * 73) \text{ kPa} = 135,98 \text{ kPa}$$

L'indice de compression  $C_c$  selon le concept de la contrainte effective de Bishop, modifié par Khalili et Khabaz (1998) devient:

$$C_c = \frac{0,651 - 0,64}{\log\left(\frac{135,98}{81,91}\right)} = 0,044$$

La figure 6.12 montre l'indice de compression  $C_c$  moyen calculé selon les deux approches; i.e. celle de Fredlund et Rahadjo (1993) et celle de Khalili et Khabaz (1998) décrite ci-dessus; les valeurs sont présentées en fonction de la succion pour les essais de compression sous succion constante 8 à 11 et 12-B à 13-B ( voir les valeurs individuelles de  $C_c$  pour chaque essai à l'annexe 40 selon les deux approches). On constate qu'en général l'indice de compression (selon les deux approches) montre une diminution avec une augmentation de la succion imposée.

Les valeurs de  $C_c$  selon l'approche de Fredlund et Rahardjo (1993) varient de 0,049 à 0,109, alors que les valeurs de  $C_c$  selon l'approche de Khalili et Khabaz (1998) sont de 0,041 à 0,112.

La figure 6.13 montre les valeurs individuelles de l'indice  $C_c$  pour chaque essais selon les deux approches i.e. celle de Fredlund et Rahadjo (1993) et celle de Khalili et Khabaz (1998). Pour les essais 8 à 12-B, la valeur de  $C_c$  en fonction de l'indice des vides ne montre pas clairement un effet de la succion matricielle imposée sur l'indice  $C_c$ . Pour l'essai de compression 13-B sous succion constante plus élevée ( $\psi = 73 \text{ kPa}$ ), la valeur de  $C_c$  est plus faible allant de 0,012 à 0,095 selon l'approche de Khalili et Khabaz (1998) et de 0,015 à 0,12 selon l'approche Fredlund et Rahadjo (1993).



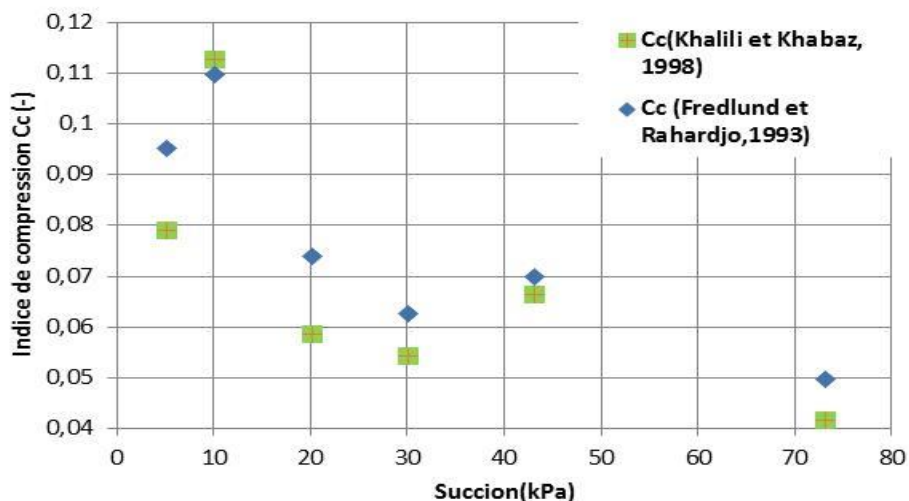


Figure 6.12: Indice de compression  $C_c$  moyen en fonction de la succion  $\psi$  pour les différents essais de compression sous succion constante 8 à 11 et 13-A à 13-B, selon les méthodes de Fredlund et Rahardjo (1993) et Khalili et Khabaz (1998).

#### 6.2.1.1 Effet de la succion sur la génération des pressions interstitielles

Les pressions interstitielles mesurées lors des essais de compression sur des résidus saturés ont montré une augmentation quasi immédiate (avant mobilisation de la friction) après application de l'incrément de contrainte  $\Delta\sigma_{vr}$  (corrigée pour l'effet de la friction). Pour les essais de compression sous une succion constante sur des résidus à l'état non saturé (section 5.4.1), on a constaté que lors de l'application d'un incrément de chargement ( $\Delta\sigma_{vr}$ ), les variations maximales des pressions d'eau ( $\Delta u$ ) mesurées à la base de l'éprouvette ne sont pas générées instantanément, mais qu'il y avait un intervalle de temps entre l'application de la charge et la génération des pressions  $\Delta u$  (maximales). Cet intervalle de temps augmente quand la succion augmente, tel qu'illustré dans la figure 6.14. Le temps requis pour générer les pressions interstitielles maximales peut-être évalué à partir des pressions mesurées en fonction de temps pour les divers essais (par palier) (voir section 5.4.1 et annexe 44).

Ce type de comportement a été interprété par Rahardjo (1990) comme étant relié au transfert initial d'une portion importante de la contrainte verticale nette directement vers le squelette granulaire, alors que l'eau interstitielle qui est sous l'effet de la succion ne reçoit qu'une faible

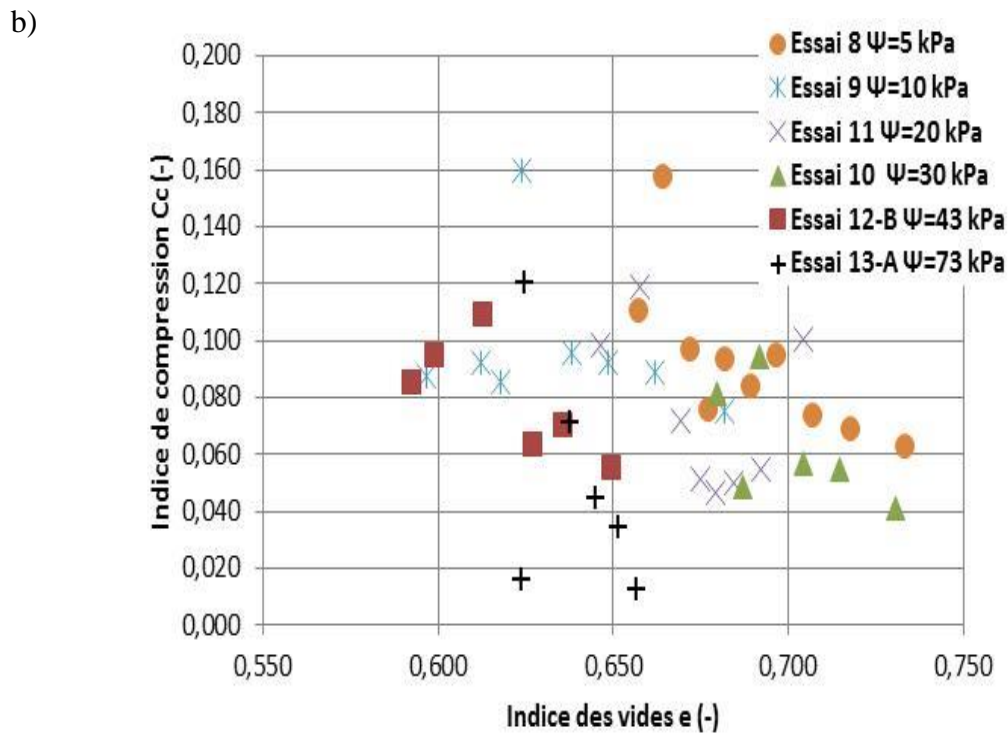
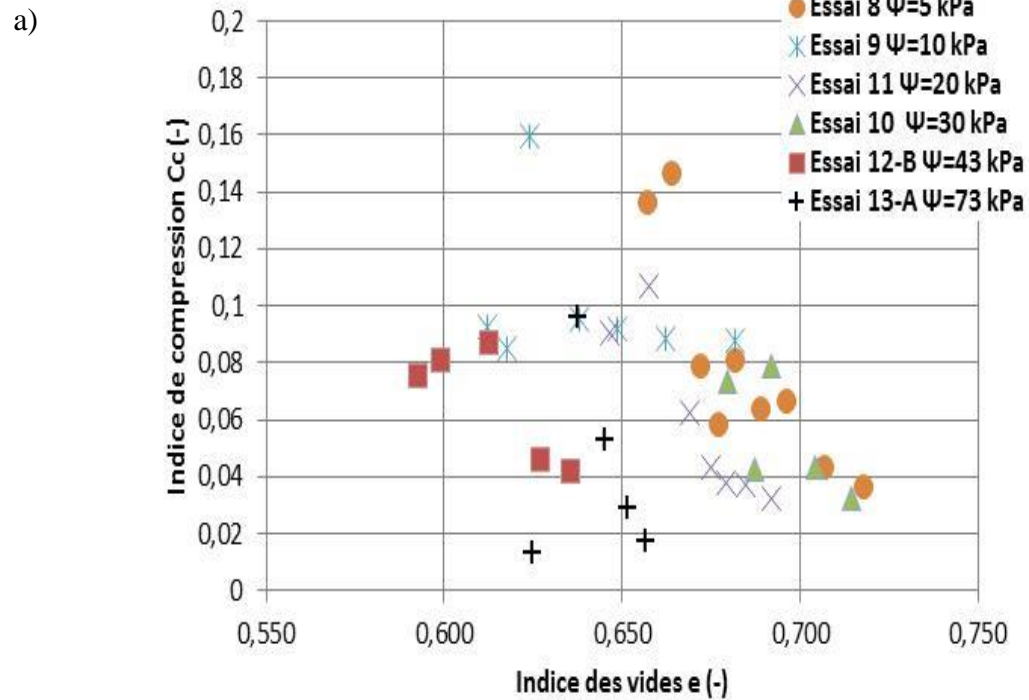


Figure 6.13: Indice de compression  $C_c$  en fonction de l'indice des vides selon les approches de :  
 a) Khalili et Khabaz (1998); b) Fredlund et Rahardjo (1993) pour les essais 8 à 11, 12-B et 13-B.

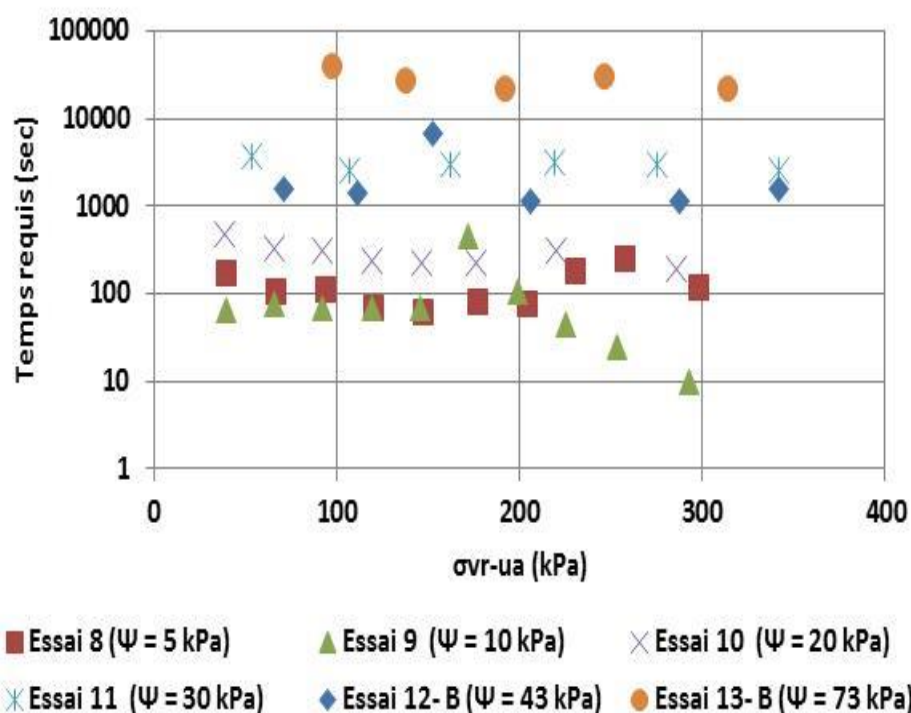


Figure 6.14 : Temps requis pour atteindre la variation des pressions d'eau maximale à la base de l'éprouvette pour chaque essai de compression avec une succion constante (Essai 8 à 11, 12-B et 13-B).

partie de la surcharge appliquée (surtout après un peu de temps après l'ajout du chargement). L'effet de la friction peut aussi contribuer à une diminution du transfert de la charge verticale appliquée. Pour les essais 8 à 11, 12-B et 13-B, les valeurs des pressions interstitielles en excès sont inférieures à la contrainte verticale appliquée (après correction pour l'effet de friction à la paroi de la colonne). Ce type de comportement est interprété selon Rahardjo et al. (1990) par une augmentation de la rigidité du squelette granulaire sous l'effet de la succion.

#### 6.2.1.2 Évaluation du temps pour atteindre l'équilibre hydrostatique lors des essais sur des résidus non saturés

Une analyse pour évaluer le temps requis pour atteindre l'équilibre hydrostatique a été réalisée pour les essais de compression sur des résidus non saturés (en présence d'une succion appliquée à la base). Les valeurs de ce temps à l'équilibre sont obtenues des mesures des pressions interstitielles effectuées par les tensiomètres (par paliers), lors des essais 12-A à 13-A, 8 à 11 et

12-B à 13-B (voir détails à la section 5.4 et l'annexe 44) . Ces résultats sont illustrés à la figure 6.15 . Pour les essais 12-A et 13-A (figure 6.15a), le temps nécessaire pour atteindre l'équilibre hydrostatique est inférieur à 70000 s avant le début de désaturation ( $\psi_a$  (12-A)  $\sim$  30 kPa;  $\psi_a$  (13-A)  $\sim$  45 kPa). Pour  $\psi > \psi_a \sim 45$  kPa (essai 13-A) le temps pour atteindre l'équilibre hydrostatique va de 100 000 à 650 000 s. Pour les essais de compression 8 à 11 et 12-B à 13-B (figure 6.15b), le temps pour atteindre l'équilibre varie de 20000 s à 100000 s. Pour l'essai 13-B, cette valeur est de 170 000 s (palier 16).

On constate qu'en présence d'une de désaturation, les essais sous succion croissante 12-A et 13-A montrent un temps plus long pour atteindre l'équilibre que pour les essais de compression sous succion constante (essais 8 à 11 et 12-B à 13-B). Ce comportement est attribué à une baisse de  $k_w$  en raison de la présence d'air. La valeur estimée de  $k_w$  (présentée à l'annexe 42) varie de  $5 \cdot 10^{-6}$  à  $3,2 \cdot 10^{-6}$  cm/s et de  $1 \cdot 10^{-5}$  à  $2,8 \cdot 10^{-7}$  cm/s respectivement pour les essais 12-A et 13-A (basée sur le modèle de Mbonimpa et al. 2006b).

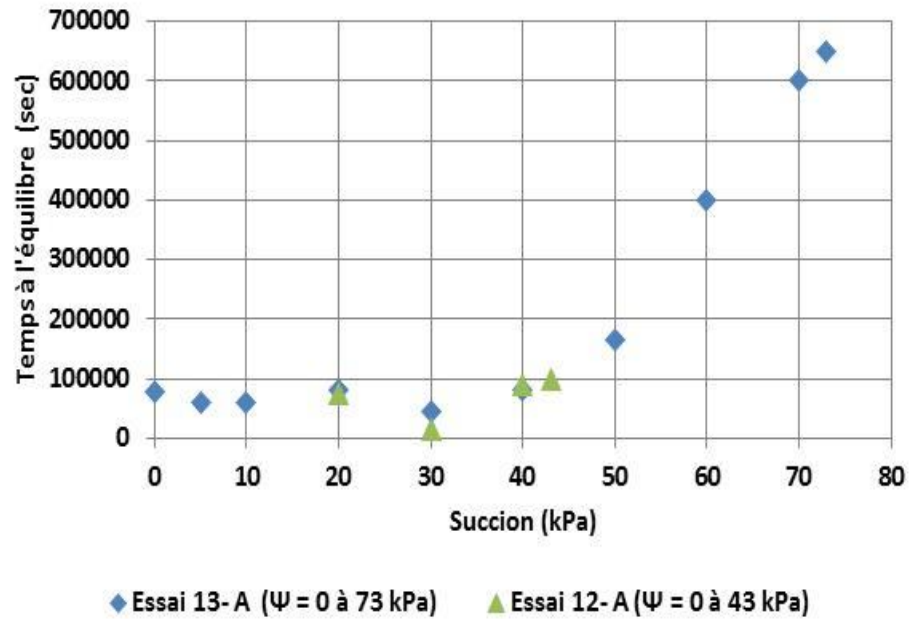
### 6.2.1.3 Effet de la contrainte normale nette sur les relations hydrogéotechniques :

Les essais 12-A et 13-A sous succion croissante (jusqu' à 43 kPa et 73 kPa respectivement) ont été réalisés sous des contraintes normales nettes de 44 kPa et 70 kPa. Les résultats de ces essais sont présentés à la section 5.3.3. Dans ce qui suit, on analyse certaines relations hydrogéotechniques, montrées à la figure 6.16 (a-f), pour évaluer l'effet de la contrainte normale nette et de la succion

#### a) Relation $S_r$ - $w$

Pour l'essai 12-A ( $\psi = 0$  à 43 kPa,  $\sigma_{vr}-u_a \leq 44$  kPa), on voit sur la figure 6.16a que le degré de saturation  $S_r$  est maintenu à 100% jusqu'à une teneur en eau  $w = w_a = 24,20\%$ ; il y a ensuite désaturation de l'éprouvette lorsque la teneur en eau baisse. Pour l'essai 13-A ( $\psi = 0$  à 73 kPa,  $\sigma_{vr}-u_a \leq 70$  kPa), la désaturation commence à une teneur en eau massique  $w = w_a = 22,65\%$ . La teneur en eau à l'entrée d'air  $w_a$  obtenue à l'essai 12-A est donc un peu supérieure à celle de l'essai 13-A.

a)



b)

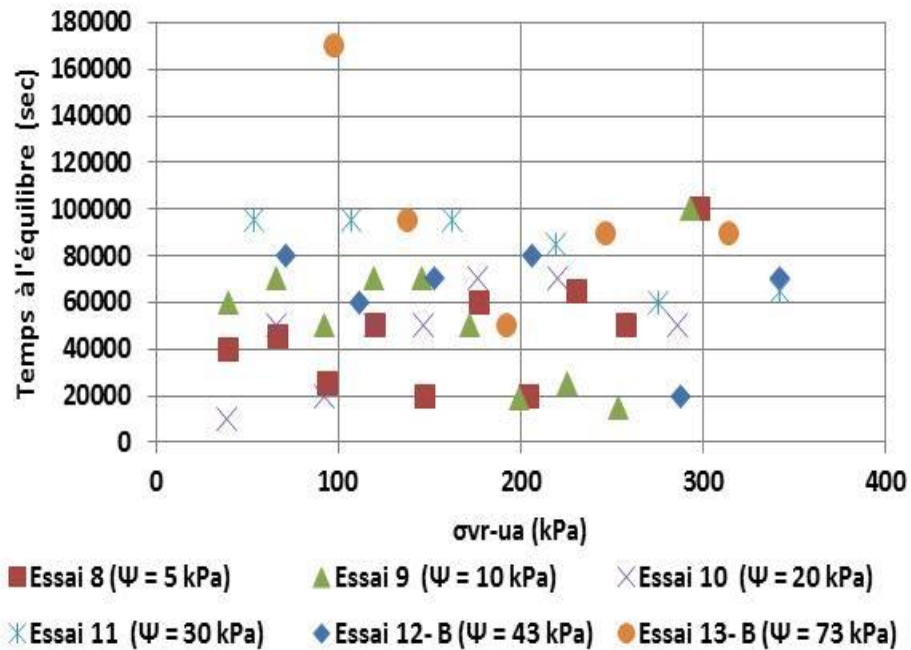


Figure 6.15: Temps à l'équilibre hydrostatique (par paliers) pour a) les essais sous succion croissante 12-A et 13-A ; b) les essais de compression sous succion constante 8 à 11 et 12-B et 13-B.

### b) Relation $S_r$ - $\psi$ :

Pour l'essai 12-A, la relation de la figure 6.16b montre que le début de la désaturation du résidu survient à environ 30 kPa. Pour l'essai 13-A, le matériau reste saturé ( $S_r=100\%$ ) jusqu'à une succion de 45 kPa. La pression d'entrée d'air  $\psi_a \sim 45$  kPa, est supérieure celle obtenue à l'essai 12-A. Pour l'essai 13-A, la valeur de la pression d'entrée d'air obtenue par la méthode des tangentes (Fredlund, 1994) est 70 kPa. Cette valeur est plus élevée que celle obtenue ( $\psi_a \sim 45$  kPa) de la teneur en eau au début de la désaturation (Saleh.Mbemba, 2010). A noter que les valeurs de l'AEV correspondent à la succion au début de la désaturation (Saleh Mbemba, 2010) sont plus faibles que celles obtenues de la méthode des tangentes (Fredlund, 1994). Cette différence serait liée à l'utilisation de deux approches différentes basées sur des hypothèses distinctes.

Pour l'essai 12-A nous n'avons pas assez de mesures pour utiliser la méthode des tangentes (Aubertin et al. 2003a)

### c) Relation $e$ - $w$

Pour l'essai 12-A, la relation  $e$ - $w$  montrée à la figure 6.16c représente la courbe de retrait volumique. Cette relation est constituée de deux droites; une première droite avec une pente superposée à la ligne de saturation qui représente le retrait normal dans un intervalle de  $w$  allant de 25,33 à 24,2 % pour  $e = 0,697$  à  $0,666$ ; la deuxième ligne représente la zone de retrait (quasi) nulle pour  $w < 24,20\%$ , avec  $e = 0,666$  à  $0,660$ . La teneur en eau au début de la désaturation est  $w_a = 24,20\%$ . La courbe de retrait obtenue de l'essai 12-A montre une allure similaire à celle obtenue par Saleh Mbemba (2010 et 2016, à paraître) sur le résidu CM et celles rapportées par Mbonimpa et al. (2006a) et Péron et al. (2006) pour des matériaux déformables argileux.

Pour l'essai 13-A, la courbe de retrait volumique de la figure 6.16c commence par quatre points qui montrent une légère diminution de l'indice des vides dans l'intervalle de  $e=0,692$  à  $0,690$  et  $w=25,1$  à  $24,20\%$ . Ce comportement est attribué au chargement axial initial (mécanique) appliqué avant l'accroissement de la succion; la succion appliquée à cette étape ( $\psi = 0$  à  $20$  kPa) semble insuffisante pour provoquer un retrait normal. Pour  $w < 24,20\%$  (i.e  $\psi > 20$  kPa), on observe une tendance qui suit une droite presque parallèle à la ligne de saturation, avec une différence d'environ 1% entre les teneurs eau obtenue expérimentalement (par paliers) et les teneurs en eau à saturation. Cette différence serait attribuable à une erreur (imprécision) cumulée lors de la mesure des plus faibles masses d'eau drainée sur la balance à des succions élevées. On

considère ici que cette droite représente une courbe de retrait normale. Pour  $w = w_a < 22,65\%$  (i.e  $\psi \geq 45$  kPa), on observe la zone de retrait nulle ; l'indice des vides à l'entrée d'air  $e_a$  est de l'ordre de 0,666 (pour  $w_a \sim 22,65\%$ ) et l'indice des vides final  $e_f$  est de l'ordre de 0,658. Il y a donc une phase de transition entre le retrait normal et le retrait nul; cette phase résiduelle est toutefois moins prononcée pour les résidus que pour matériaux plus plastiques (Saleh Mbemba 2010). Le retrait volumique obtenu pour l'essai 13-A est similaire à celui observé sur d'autres résidus par Saleh Mbemba (2010) et aussi à celui de sols compactés et initialement denses (e.g. Fredlund et Rahardjo, 1993).

On constate que les paramètres  $w_a$ ,  $e_a$  et  $e_f$  obtenus de l'essai 12-A sont plus élevés que ceux obtenus à l'essai 13-A (qui inclus une succion et un chargement axial (externe) plus élevé).

#### d) Relation $e - \psi$

Pour l'essai 12-A, la relation  $e - \psi$  montrée à la figure 6.16d indique qu'il y a une diminution de l'indice des vides avec un accroissement de la succion (par palier) de 0 à 43 kPa. L'indice des vides initial  $e_0 = 0,697$  diminue jusqu'à un indice des vides final  $e_f = 0,660$ . Pour l'essai 13-A, la relation  $e - \psi$  montre d'abord une faible diminution de l'indice des vides pour un accroissement de la succion de 0 à 20 kPa, en raison du chargement mécanique. Pour  $20 < \psi < 45$  kPa, il y a une diminution plus marquée de l'indice des vides de 0,689 à 0,667. Pour  $\psi > 45$  kPa, la variation de  $e$  est plus faible. Pour cet essai, l'indice des vides initial  $e_0 = 0,692$  diminue jusqu'à un indice des vides final  $e_f = 0,658$ .

#### e) Relation $\theta - w$

Pour l'essai 12-A, la teneur en eau volumique initiale montrée à la figure 6.16e est de 0,49 ( $\theta = n$  pour  $S_r=100\%$ ). La valeur de  $\theta_a$  est environ 0,42, pour une teneur en eau à la désaturation  $w_a=24,20\%$ . Pour l'essai 13-A, la teneur en eau volumique initiale (à saturation) est de 0,404 ( $\theta = n$ ). La valeur de  $\theta_a$  est environ 0,368 (pour  $w_a = 22,65\%$ ). Les valeurs de  $\theta$  initiale et finale obtenues de l'essai 12-A sont plus élevées que celles obtenues de l'essai 13-A. Cela est attribué à la charge axiale plus élevée initialement appliquée (avant l'accroissement de la succion).

#### f) Relation $\theta - \psi$

La méthode des tangentes ne permet pas d'obtenir l'AEV précisément sur la relation  $\theta - \psi$  (figure 6.16f) à cause du changement de volume lors de l'accroissement de la succion (Mbonimpa et

al.2006a). Pour l'essai 12-A, la valeur de  $\theta$  ( $= 0,49$ ) est quasi constante dans un intervalle de succion de 0 à 5 kPa. Pour  $\psi > 5$  kPa, la valeur de  $\theta$  diminue de 0,49 à 0,38. Pour l'essai 13-A, la valeur de  $\theta$  diminue de 0,40 à 0,37 avec un accroissement de la succion de 0 à 40 kPa. Pour  $\psi > 40$  kPa, une diminution plus marquée de  $\theta$  a été constatée, passant de 0,37 à 0,25.

On constate ici que le chargement axial ( $\sigma_{vr} - u_a$ ) appliqué avant l'accroissement de la succion peut influencer le comportement et les paramètres hydrogéotechniques des résidus et l'allure des courbes en phase de retrait volumique. Par exemple, la pression d'entrée d'air tendrait à augmenter quand la charge axiale initiale est plus élevée, alors que les paramètres,  $w_a$ ,  $e_a$  et  $e_f$  et  $\theta_a$  diminuent pour une charge plus grande.

Ces résultats peuvent être comparés à ceux obtenus des essais avec la cellule de pression (résidus Goldex, Saleh Mbemba, 2010,) et à la cellule Tempe (menés par les techniciens de laboratoire IRME).

#### **6.2.1.1 Paramètres hydrogéotechniques des résidus miniers non saturés**

Comme on l'a vu, l'étude du comportement des résidus CM a été effectuée à l'aide de divers types d'essai de compression. Il est intéressant de faire une comparaison du comportement des résidus non saturés (avec  $u < 0$ ) selon les relations entre les paramètres hydrogéotechniques pour les différents types d'essais, incluant les essais sous succion croissante (12-A et 13-A), l'essai en cellule Tempe et l'essai en cellule de pression (Saleh Mbemba, 2010).

Les résultats disponibles incluent aussi des données sur les résidus de la mine Goldex (située près de Val-d'Or en Abitibi), qui sont aussi de type ML (Saleh Mbemba, 2010); leur teneur en eau initiale  $w_0 = 32,25\%$ ,  $D_r = 2,77$ , et la pression d'entrée d'air  $AEV \sim 16,5$  kPa (voir détails à l'annexe 41). Ces propriétés sont très similaires à celles des résidus CM; la valeur de l'AEV serait toutefois plus faible (d'environ 3,5 kPa). Cette valeur dépend de l'indice des vides initial de l'éprouvette sur lequel a été mené l'essai en cellule de pression.

Dans ce qui suit, on analyse certaines relations hydrogéotechniques montrées à la figure 6.17 (a-f) dans les plans usuels déjà décrits plus haut:



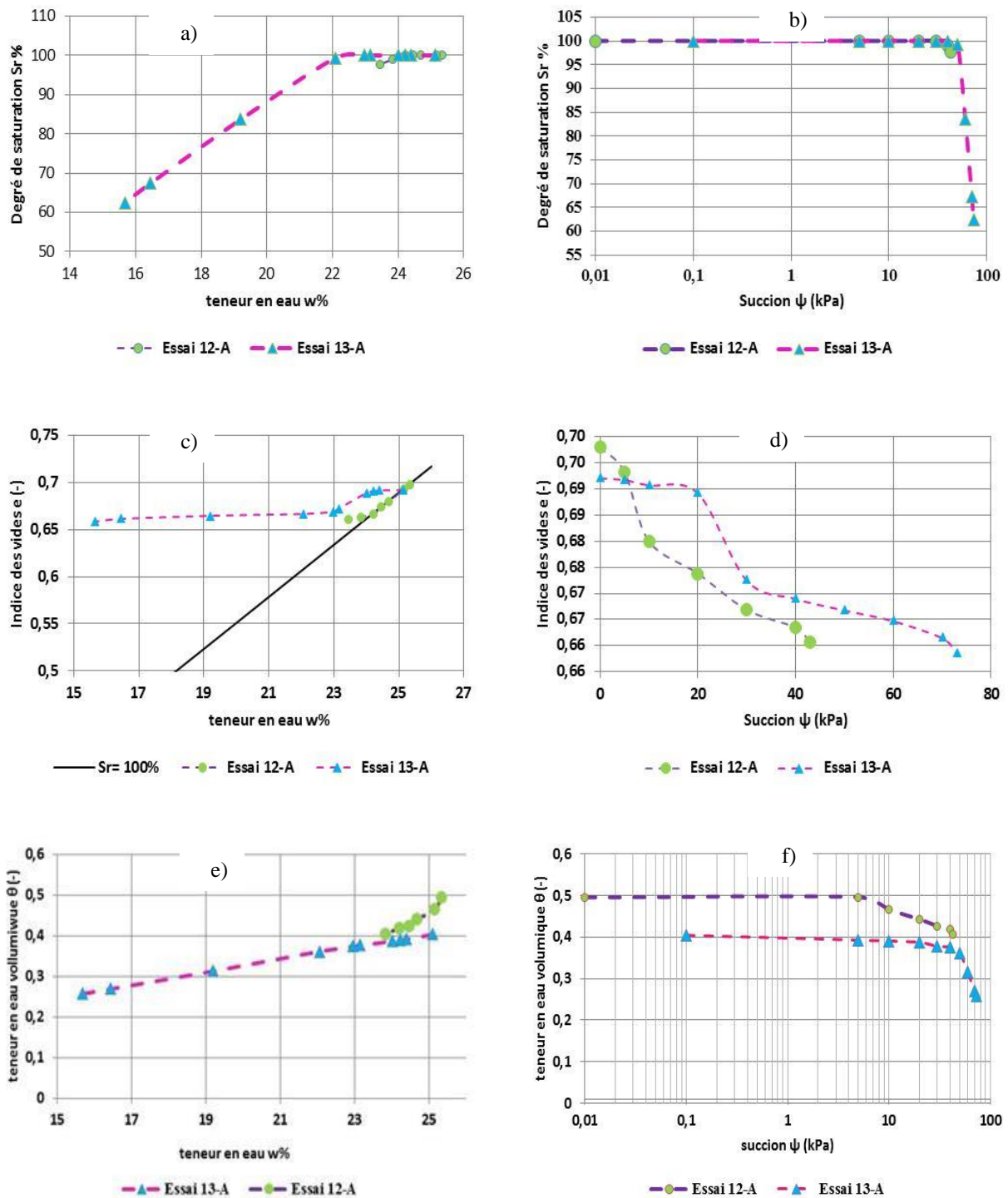


Figure 6.16: Relations hydrogéotechniques obtenues pour les essais 12-A et 13-A; a) Relation  $S_r$  -  $w$  ; b) Relation  $S_r$  -  $\psi$  ; c) Relation  $e$  -  $w$  ; d) Relation  $e$  -  $\psi$  ; e) Relation  $\theta$  -  $w$  ; f) Relation  $\theta$  -  $\psi$

### a) Relation $S_r$ - $w$

La relation  $S_r$  versus  $w$  est analysée pour trois types d'essais menés sur des résidus (essais sous succion croissante 12-A et 13-A et en cellule Tempe menés sur des résidus CM, et un essai en cellule de pression sur les résidus Goldex étudiés par Saleh Mbemba, 2010). On voit sur la figure 6.17a que le degré de saturation est initialement maintenu à 100% pour les divers essais malgré une diminution de la teneur en eau  $w$ . Pour les essais, 12-A et 13-A, en cellule Tempe et en cellule de pression, la teneur en eau au début de la désaturation  $w_a$  est de 24,20, 22,65, 23,33 et 25,5% respectivement. En dessous de ces valeurs de  $w$ , le degré de saturation baisse pour tous les essais (avec un accroissement de la succion).

### b) Relation $S_r$ - $\psi$

La relation montrée à la figure 6.17b indique que la valeur de la succion au début de la désaturation des essais 12-A, 13-A, et en cellule de pression est respectivement de 30, 45, et 16,5 kPa. Les valeurs de l'AEV obtenues de la méthode des tangentes (Aubertin et al. 2003a) sont de 70 et 22 kPa respectivement pour les essais 13-A et l'essai en cellule de pression. La méthode des tangentes donne donc des valeurs de l'AEV plus élevée de celles obtenues de la méthode de Saleh Mbemba (2010). Pour l'essai 12-A, nous n'avons pas assez de mesures pour déterminer l'AEV par la méthode des tangentes, tel que expliqué ci dessus. L'essai en cellule Tempe (sur des résidus CM) a montré une valeur de l'AEV~ 52 kPa par la méthode des tangentes. Cette valeur est légèrement élevée par rapport à celle obtenue de l'essai 13-A

La relation  $S_r - \psi$  montre aussi que l'assèchement amène une phase de désaturation où  $S_r$  diminue avec un accroissement de la succion.

### c) Relation $e$ - $w$

La relation  $e$ - $w$  de la figure 6.17c montre la courbe de retrait volumique pour les divers essais. Pour l'essai en cellule de pression, la courbe de retrait est pratiquement bilinéaire. La ligne de retrait normal montre une diminution de l'indice des vides de 0,89 à 0,70 avec le maintien de la saturation, jusqu'au début de la désaturation ( $w_a = 25,5\%$ ,  $e_a = 0,70$ ); on observe aussi la ligne horizontale de retrait (quasi) nul, où l'indice des vides varie légèrement de 0,694 à 0,688. La limite de retrait  $w_s$  est environ 24,8%. À noter que la phase résiduelle est presque inexistante en raison de la faible plasticité de ces matériaux (Saleh Mbemba 2010). Les essais 12-A et 13-A ont montré respectivement une teneur en eau au début de la désaturation  $w_a = 24,20$  et  $22,65\%$ , avec

un indice des vides  $e_a=0,666$  et  $0,667$ . Le résultat d'essai de la cellule Tempe n'est pas inclus sur la figure 6.17, car le volume est censé être constant à cause de l'état initialement plus dense de l'éprouvette.

#### d) Relation $e-\psi$

La relation  $e$  versus la succion  $\psi$  de la figure 6.17d montre la diminution marquée de l'indice des vides avec un accroissement de la succion pour l'essai en cellule de pression, alors que les essais sous succion croissante 12-A et 13-A montrent une faible variation de l'indice des vides. Cela est attribué à l'effet de la contrainte verticale initialement appliquée aux essais 12-A et 13-A avant augmentation de la succion.

#### e) Relation $\theta-w$

La relation  $\theta$  versus  $w$  montrée à la figure 6.17e indique que les mesures obtenues des divers essais suivent des tendances différentes. Les mesures obtenues de l'essai en cellule Tempe et l'essai 13-A suivent une droite qui montre une proportionnalité entre la teneur en eau volumique et la teneur en eau massique. En cellule de pression,  $\theta$  tend à varier linéairement avec  $w$ , suivant deux régimes différents (avec des pentes différentes, Saleh Mbemba, 2010). Pour l'essai 12-B,  $\theta$  e montre une relation linéaire avec  $w$  qu'après environ une teneur en eau  $w$  de 24,20%. Ce type de comportement pourrait être dû à l'état initial de l'éprouvette sous une charge verticale constante de 44 kPa. La valeur de la teneur en eau volumique au début de la désaturation  $\theta_a$  pour les essais 12-A, 13-A, en cellule Tempe, et en cellule de pression est de 0,42, 0,368, 0,41 et 0,40 respectivement. Des résultats plus récents sur les résidus CM soumis à des essais en cellule de pression ont montré  $\theta_a = 0,44$  (Saleh Mbemba, 2016 communication personnelle).

#### f) Relation $\theta-\psi$

La relation entre  $\theta$  et  $\psi$  de la figure 6.17f montre une diminution de la teneur en eau volumique avec un accroissement de la succion, surtout pour les essais 12-A, et l'essai en cellule de pression. Pour l'essai 13-A et l'essai en cellule Tempe, la valeur de  $\theta$  (initialement de 0,40 et 0,41, respectivement) demeure constante jusqu'à environ 45 kPa. Pour  $\psi > 45$  kPa, il y a une diminution marquée de  $\theta$ . L'essai 13-A montre une valeur de pression à l'entrée d'air similaire à celle obtenue de l'essai en cellule Tempe. Cette similarité pourrait être attribuée à l'état initial dense sous l'effet du chargement mécanique (externe).

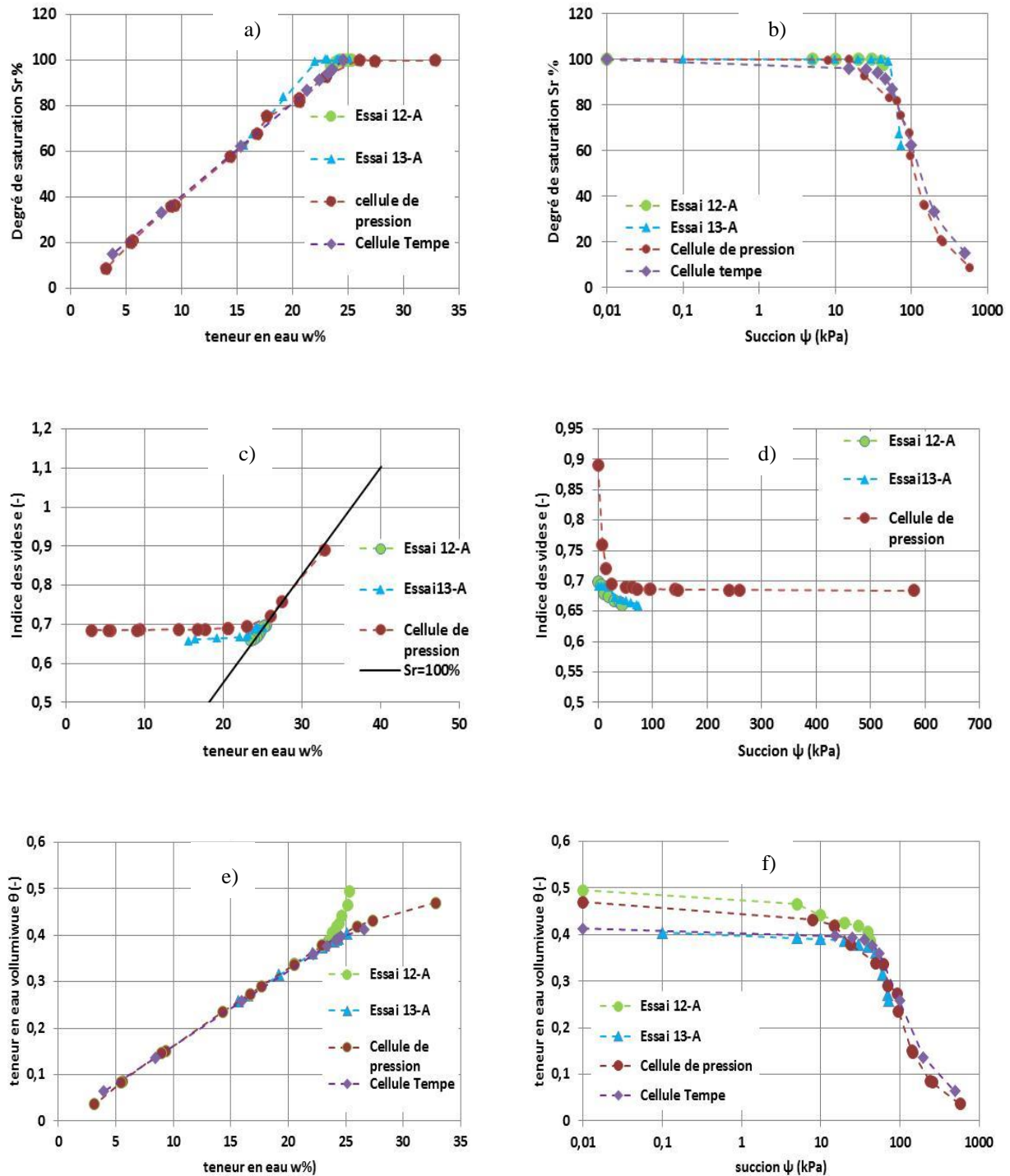


Figure 6.17: Relations hydrogéotechniques obtenues pour les essais 12-A et 13-A, et l'essai en cellule tempe sur les résidus CM et l'essai en cellule de pression sur les résidus de Goldex (de Saleh Mbemba 2010); a) Relation  $S_r - w$  ; b) Relation  $S_r - \psi$  ; c) Relation  $e - w$  ; d) Relation  $e - \psi$  ; e) Relation  $\theta - w$  ; f) Relation  $\theta - \psi$

On peut aussi constater que l'état initial lâche des échantillons soumis aux essais en cellule de pression et à l'essai 12-A produisent une baisse de  $\theta$  sous des faibles succions.

Ces résultats indiquent qu'un chargement externe avant l'accroissement de la succion modifie le retrait volumique par rapport à celui obtenu de l'essai en cellule de pression (réalisé sur les résidus miniers de Goldex, par Saleh Mbemba, 2010). L'état initial des éprouvettes dans la cellule Tempe est usuellement dense en raison du mode de préparation. On peut en déduire que l'état initial des résidus (lâche ou dense) influence les paramètres hydrogéotechniques en phase de comportement non saturé (en présence d'une succion).

### 6.2.1 Analyse de la relation entre la teneur en eau volumique et la teneur en eau

La relation entre la teneur en eau volumique,  $\theta$ , et la teneur en eau (massique),  $w$ , a été montrée à la figure 6.18. Pour l'essai sous succion croissante 13-A et l'essai en cellule Tempe menés sur des résidus CM,  $\theta$  varie linéairement avec  $w$  selon une seule pente  $\alpha_1 = 2,28$ . Ce comportement pourrait être attribué à l'état relativement dense de l'éprouvette (i.e chargement axial pour l'essai 13-A et le confinement pour l'essai en cellule de pression). Pour l'essai en cellule de pression (Résidus Goldex, Saleh Mbemba, 2010),  $\theta$  tend à varier linéairement avec  $w$ , suivant deux pentes différentes; une pente  $\alpha_1 = 0,94$ , pour  $w > w_s$ , et une pente  $\alpha_2 = 2,28$ , pour  $w < w_s$ . Les résultats de l'essai en cellule de pression (Saleh Mbemba, 2010) sont montrés à l'annexe 41. Les valeurs des pentes  $\alpha_1$  et  $\alpha_2$  sont proche de celles obtenues pour les résidus de la mine Bulyanhulu ( $\alpha_1 = 1,78$ , Saleh-Mbemba, 2010).

La relation entre  $\theta$  et  $w$  est unique et suit la relation suivante :

$$\theta = w * (1 - n)D_r = n * S_r \quad (6-4)$$

On constate que le comportement de  $\theta$  et  $w$  est similaire pour les différents types d'essais (essai 13-A, essai en cellule de pression et essai en cellule Tempe) et les différents matériaux (résidus CM et résidus Goldex). Les pentes  $\alpha_1$  et  $\alpha_2$  permettent aussi de déterminer la teneur en eau volumique lorsque la teneur en eau gravimétrique est connue (Saleh Mbemba, 2010). Cette relation entre la teneur en eau volumique et la teneur en eau (massique) est obtenue à partir de l'équation 6-4.

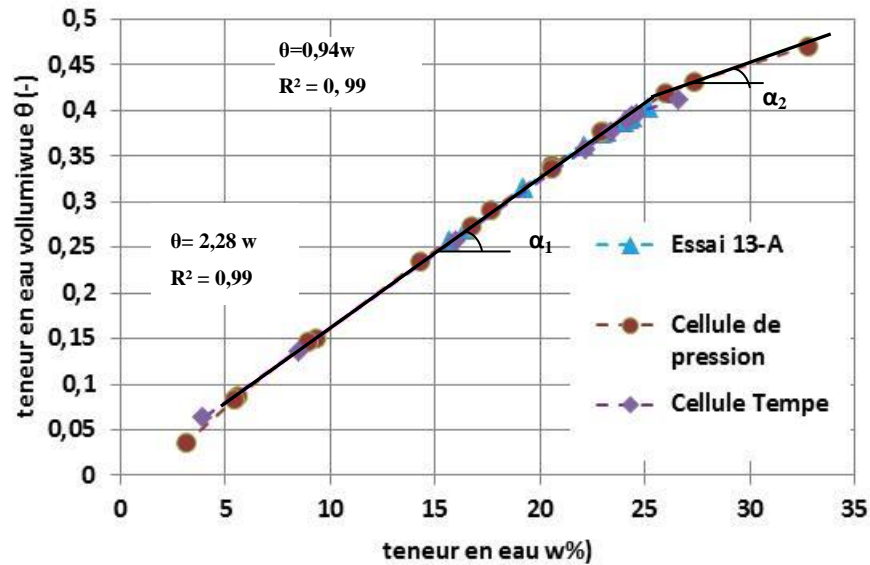


Figure 6.18 : Relation entre teneur en eau volumétrique  $\theta$  et gravimétrique  $w$  des résidus CM obtenue par l'essai sous succion croissante 13-A, en cellule Tempe (résidus CM) et en cellule de pression (résidus de la mine Goldex; tirés Saleh Mbemba, 2010)

## 6.2.2 Coefficients de changement de volume et variables d'état

Les coefficients de changement de volume de l'eau interstitielle,  $m_2^w$  (équation 2-45) et du squelette granulaire  $m_2^s$  (équation 2-44) définis à la section 2.9.1 peuvent dépendre de la succion. On analyse ici l'effet de la succion sur les valeurs de ces coefficients  $m_2^w$  et  $m_2^s$  pour les essais 12-A, 13-A et l'essai en cellule tempe pour les résidus CM; on analyse aussi les résultats de l'essai en cellule de pression des résidus Goldex (de Saleh Mbemba, 2010) montrés à l'annexe 41. Ces résultats sont montrés aux figures 6.19 et 6.20. Pour l'essai 12-A, les valeurs de  $m_2^w$  varient de  $6,61 \cdot 10^{-4}$  à  $5,33 \cdot 10^{-3} \text{ kPa}^{-1}$ ; elles varient  $2,7 \cdot 10^{-4}$  à  $3,8 \cdot 10^{-3} \text{ kPa}^{-1}$  pour l'essai 13-A. Pour les essais en cellule de pression ( $\psi = 0$  à 3230 kPa, mais on a comparé les résultats obtenus pour l'intervalle de succion 0 à 150 kPa) et en cellule Tempe ( $\psi = 0$  à 200 kPa), la valeur  $m_2^w$  varie respectivement de  $1,46 \cdot 10^{-4}$  à  $1,93 \cdot 10^{-2} \text{ kPa}^{-1}$  et de  $2,7 \cdot 10^{-4}$  à  $3,8 \cdot 10^{-3} \text{ kPa}^{-1}$ .

Rahardjo (1990) a rapporté des valeurs de  $m_2^w$  allant de  $3,10 \cdot 10^{-4}$  à  $2,8 \cdot 10^{-3} \text{ kPa}^{-1}$  pour des matériaux de type ML.

Pour l'essai 12-A, les valeurs de  $m_2^s$  varient de  $1,70 \cdot 10^{-4}$  à  $4,72 \cdot 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$ ; elles varient de  $8,8 \cdot 10^{-5}$  à  $9,6 \cdot 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$  pour l'essai 13-A. Pour l'essai en cellule de pression (résidus Goldex,

Saleh Mbemba, 2010),  $m_2^s$  varie de  $1,15 \cdot 10^{-5}$  à  $8,67 \cdot 10^{-3} \text{ kPa}^{-1}$ . Pour l'essai en cellule Tempe, le changement de volume total de l'éprouvette est supposé négligeable (car les résidus sont initialement dense à cause du confinement). Les valeurs obtenues de  $m_2^s$  par Rahardjo (1990) varient de  $2,3 \cdot 10^{-5}$  à  $4,8 \cdot 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$  pour un matériau de type ML.

Les coefficients de changement de volume  $m_1^w$  (équation 2-43) et  $m_1^s$  (équation 2-42) dépendent de la contrainte verticale nette (section 2.9.1). Pour les essais 12-B (suction constante  $\psi = 43 \text{ kPa}$ ) et 13-B (suction constante  $\psi = 73 \text{ kPa}$ ), les valeurs de  $m_1^w$  varient respectivement de  $6,04 \cdot 10^{-5}$  à  $6,67 \cdot 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}$  et de  $1,8 \cdot 10^{-5}$  à  $8,20 \cdot 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}$ , et les valeurs de  $m_1^s$  vont respectivement de  $3,66 \cdot 10^{-5}$  à  $1,34 \cdot 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$  pour (12-B), et de  $3,8 \cdot 10^{-5}$  à  $8,3 \cdot 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}$  (l'essai 13-B).

Pour les divers essais 12-A, 13-A, et en cellule tempe, le coefficient  $m_2^w$  baisse avec un accroissement de la suction (de 0 à 30 kPa); sa valeur augmente dans l'intervalle de suction 30 à 50 kPa; elle demeure constante à des succions élevées ( $\psi > 50 \text{ kPa}$ ). Ce comportement peut être attribué à la variation du volume d'eau dans l'éprouvette  $V_w$ , qui se draine en réponse aux paliers de suction appliqués (avant et après la désaturation).

On constate aussi pour ces essais (essais 12-A et 13-A, en cellule de pression et en cellule Tempe) que le coefficient de changement de volume de l'eau interstitielle  $m_2^w$  est beaucoup plus élevé que celui mesuré durant les essais de compression 12-B et 13-B sous suction constante. On peut en déduire que la suction influence surtout le volume d'eau interstitielle (plus que la variation du volume total).

Les valeurs du coefficient  $m_2^s$  obtenues de l'essai en cellule de pression sont plus élevées que celles des essais 12-A et 13-A sous suction croissante. Ceci suggère que le chargement mécanique initial affecte le changement de volume total dans le cas des essais de compression sous suction constante. Les valeurs du coefficient  $m_1^s$  obtenues des essais 12-B et 13-B sont plus faibles que celles obtenues des essais sous suction croissante 12-A et 13-A, en cellule de pression et en cellule Tempe. Pour les essais 12-B et 13-B, les valeurs des coefficients  $m_1^s$  et  $m_1^w$  sont assez semblables. Selon Rahardjo (1990), le rapport  $\frac{m_1^s}{m_1^w}$  devrait être quasi constant pour des essais de compression sous suction constant, mais on a constaté que ce rapport varie pratiquement de 1,35 à 19,71 pour l'essai 12-B et de 0,5 à 10,1 pour l'essai 13-B.

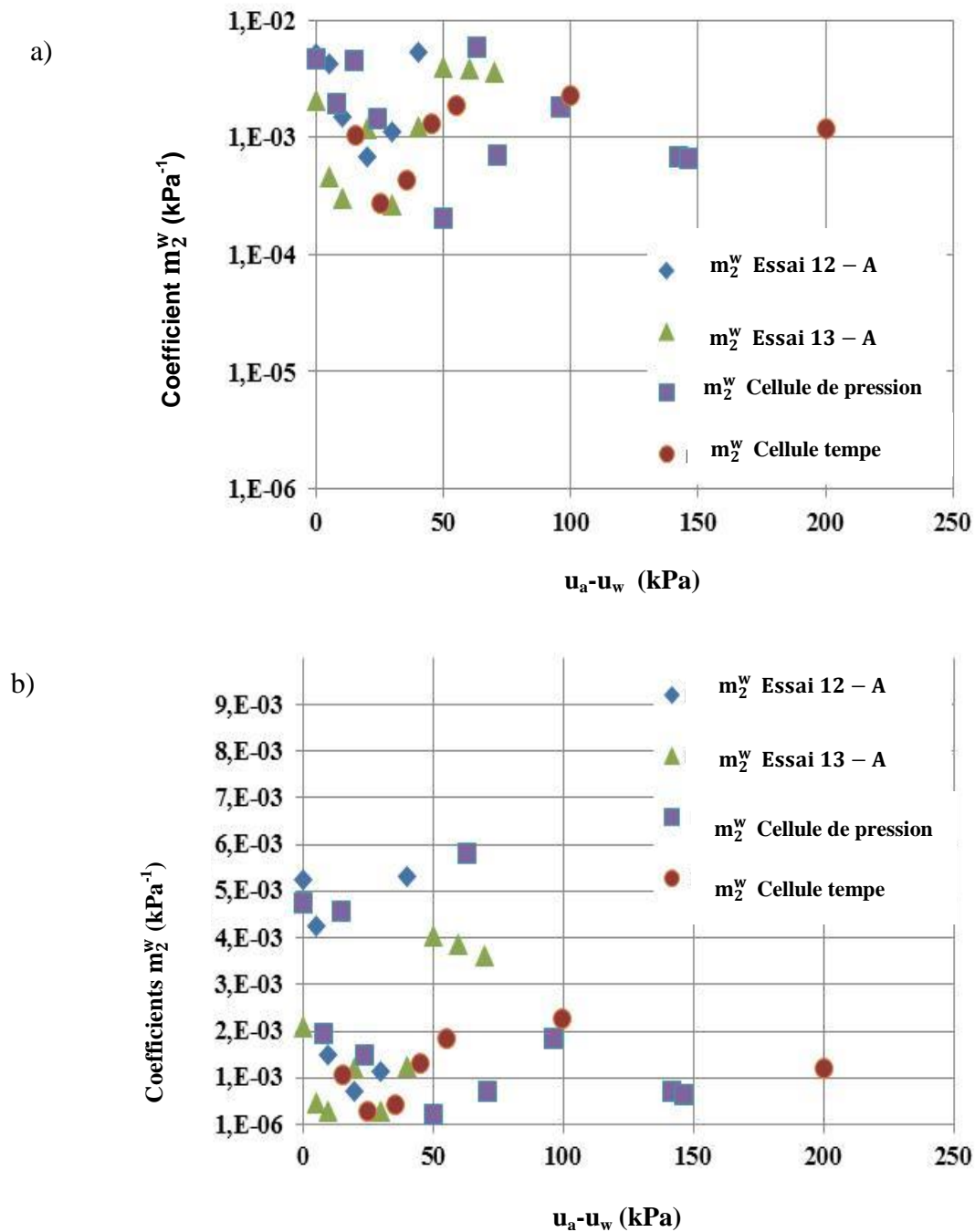
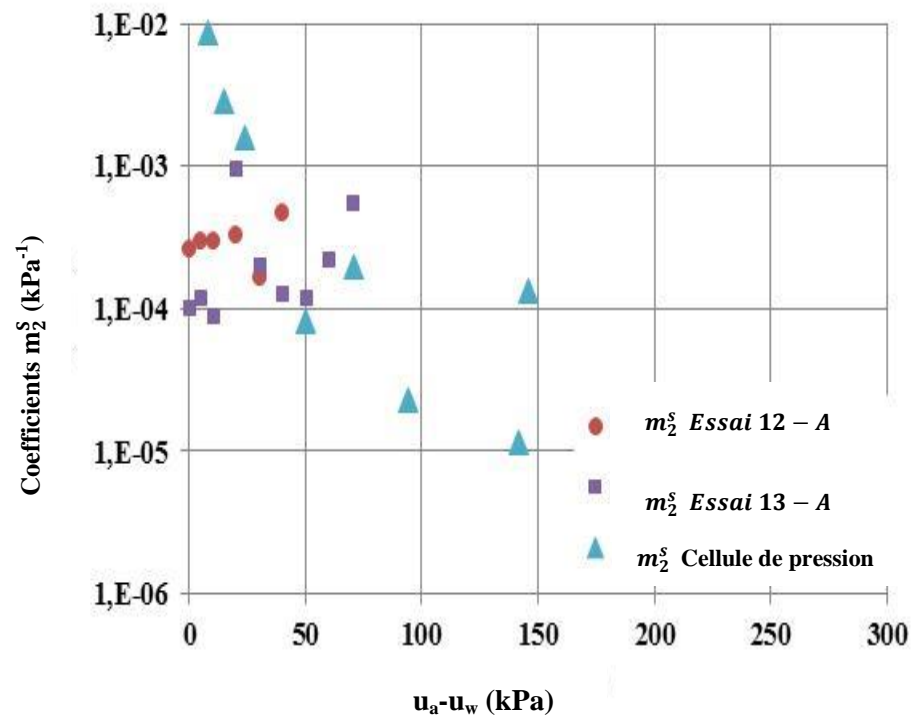


Figure 6.19 : Coefficients de changement de volume  $m_2^w$  en fonction de la succion matricielle pour les essais sous succion croissante 12-A ( $\psi = 0$  à 43 kPa,  $(\sigma_{vr} - u_a) = 44$  kPa) ; 13-A ( $\psi = 0$  à 73 kPa,  $(\sigma_{vr} - u_a) = 70$  kPa) ; en cellule de pression (Saleh Mbemba, 2010) ; et en cellule Tempe en échelle logarithmique (a) et arithmétique (b).



a)



b)

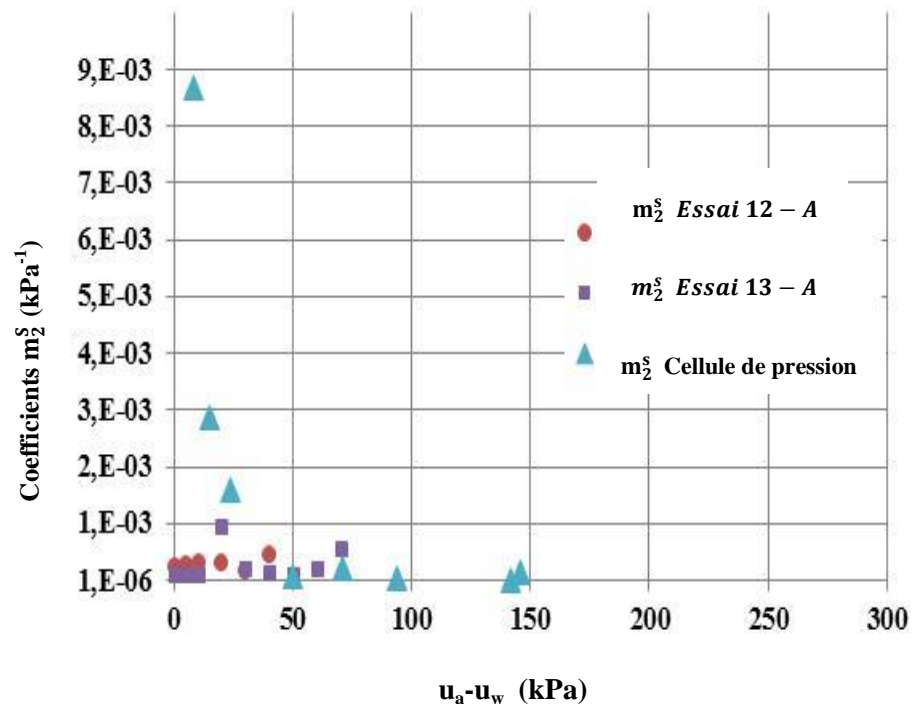


Figure 6.20 : Coefficients  $m_2^s$  en fonction de la succion pour les essais 12-A ( $\psi = 0$  à 43 kPa,  $(\sigma_{vr} - u_a) = 44$  kPa) ; 13-A ( $\psi = 0$  à 73 kPa,  $(\sigma_{vr} - u_a) = 70$  kPa) ; en cellule de pression (Saleh Mbemba, 2010); et en cellule tempe; en échelle logarithmique (a) et arithmétique (b).

### 6.2.3 Évaluation du coefficient de consolidation des résidus non saturés

La fonction  $k_w$  a été estimée par le modèle prédictif de Mbonimpa et al. (2006b) (décrit à la section 2.6.4.2). On peut utiliser ces valeurs pour évaluer le coefficient de consolidation pour les essais sous succion croissante 12-A et 13-A et les essais de compression 12-B et 12-13 (voir détails à l'annexe 42).

Un exemple de calcul pour évaluer le coefficient de consolidation selon les méthodes de Rahardjo (1990) et de Xu et Xie (2011) (voir section 2.9.2) est présenté dans ce qui suit pour l'essai 12-A (palier 8) et l'essai 12-B (palier 11) (voir détails à l'annexe 43):

➤ Coefficient de consolidation selon l'approche de Rahardjo (1990) :

- Essai 12-A sous succion croissante  $\psi = 0$  à 43 kPa (palier 8)

On déduit d'abord la valeur de  $k_w$  prédit pour une succion  $\psi = 40$  kPa selon les relations  $k_r - \psi$  et  $k_w - \theta$  (montrées à l'annexe 6.5). On obtient :

$$k_w = k_r \times k_{sat} = 0,257 * 1,95 * 10^{-5} \text{ cm/s} = 5 * 10^{-6} \text{ cm/s}$$

Le coefficient de changement de volume  $m_2^w = 1,12 * 10^{-3} \text{ kPa}^{-1}$ .

Le coefficient de consolidation est calculé selon l'équation 2-50 comme suit :

$$c_v = \frac{k_w}{m_2^w \gamma_w} = \frac{5 * 10^{-6} \text{ cm/s}}{1,12 * 10^{-3} \text{ kPa}^{-1} * 9,81 \text{ kN/m}^3} = 4,53 \text{ cm}^2/\text{s}$$

- Essai de compression 12-B sous succion constante  $\psi = 43$  kPa (palier 11)

On déduit d'abord la valeur de la fonction  $k_w$  prédit pour une succion  $\psi = 43$  kPa par utilisation des relations  $k_r - \psi$  et  $k_w - \theta$  (montrées à l'annexe 6.5). On obtient donc :

$$k_w = k_r \times k_{sat} = 0,16 * 1,95 * 10^{-5} \text{ cm/s} = 3,05 * 10^{-6} \text{ cm/s}$$

Le coefficient de changement de volume  $m_1^w = 4 * 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}$ ; le poids volumique  $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$

Le coefficient de consolidation est obtenu selon l'équation 2-50 comme suit :

$$c_v = \frac{k_w}{m_1^w \gamma_w} = \frac{3,05 * 10^{-6} \text{ cm/s}}{4 * 10^{-5} \text{ kPa}^{-1} * 9,81 \text{ kN/m}^3} = 77,67 \text{ cm}^2/\text{s}$$

- Coefficient de consolidation pour les sols non saturés selon l'approche de Xu et Xie (2011)

- Essai 12-A (palier 8)

Pour le palier 8, la valeur de  $k_w$  est  $5 * 10^{-6} \text{ cm/s}$  (montrée à l'annexe 42); le degré de saturation  $S_r = 0,99$ ; les coefficients de changement de volume  $m_2^s = 1,70 * 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$  et  $m_2^w = l_v = 1,12 * 10^{-3} \text{ kPa}^{-1}$  (résultats montrés à la section 5.3.2); la porosité  $n = 0,346$ . Le coefficient de consolidation des résidus est obtenu donc selon l'équation 2-51 :

$$\begin{aligned} c_v &= \frac{k_w}{[\gamma_w S_r (m_2^s + n * l_v)]} \\ &= \frac{5 * 10^{-6} \text{ cm/s}}{[9,81 \text{ kN/m}^3 * 0,99 (1,7 * 10^{-4} \text{ kPa}^{-1} + 0,346 * 1,12 * 10^{-3} \text{ kPa}^{-1})]} \\ &= 9,23 \text{ cm}^2/\text{s} \end{aligned}$$

- Essai 12-B (palier 11)

La valeur de la fonction  $k_w$  est déjà déterminée (montrée à l'annexe 42) pour le palier 8  $k_w = 3,05 * 10^{-6} \text{ cm/s}$ ; le degré de saturation  $S_r = 1$ ; les coefficients de changement de volume  $m_2^s = 1,69 * 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$  et  $m_2^w = l_v = 4 * 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}$  (résultats montrés à la section 5.3.2); la porosité  $n = 0,332$ ; et le poids volumique de l'eau  $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$ . Le coefficient de consolidation est obtenu donc selon l'équation 2-51, comme suit :

$$\begin{aligned} c_v &= \frac{k_w}{[\gamma_w S_r (m_1^s + n * l_v)]} = \frac{3,05 * 10^{-6} \text{ cm/s}}{\left[ 9,81 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 1 (1,69 * 10^{-4} \text{ kPa}^{-1} + 0,332 * 4 * 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}) \right]} \\ &= 16,67 \text{ cm}^2/\text{s} \end{aligned}$$

Ces résultats (et d'autres) indiquent que les valeurs de  $c_v$  évaluées selon l'approche de Rahardjo sont supérieures à celles obtenues de l'approche de Xu (2011).

La figure 6.21 montre les valeurs du coefficient de consolidation  $c_v$  des résidus non saturés en fonction des variables d'état des contraintes (  $\sigma_{vr}$  -  $u_a$  et  $\psi$  ) obtenues des essais 12-A et 12-B,

selon les approches de Rahardjo (1990) et de Xu et Xie (2011). Pour l'essai 12-A (figure 6.21a), sous une succion de 0 à 30 kPa (proche l'AEV), les valeurs de  $c_v$  montrent une augmentation de 0,04 à 0,29  $\text{cm}^2/\text{s}$  et de 0,09 à 0,35  $\text{cm}^2/\text{s}$  respectivement selon l'approche de Rahardjo (1990) et Xu et Xie (2011). Pour  $\psi > 30$  kPa, les valeurs de  $c_v$  selon l'approche de Rahardjo (1990) et Xu et Xie (2011) diminuent respectivement jusqu'à 0,006 et 0,0149  $\text{cm}^2/\text{s}$ . Pour l'essai 12-B (figure 6.21b), les valeurs de  $c_v$  augmentent avec le chargement incrémental; elles varient respectivement de 0,05 à 6,92  $\text{cm}^2/\text{s}$  et de 0,08 à 0,47  $\text{cm}^2/\text{s}$  selon l'approche de Rahardjo (1990) et celle de Xu et Xie (2011). A noter que pour l'essai 12-B, le chargement axial a été induit des conditions quasi saturées à cause de la compression qui a engendré une augmentation du degré de saturation.

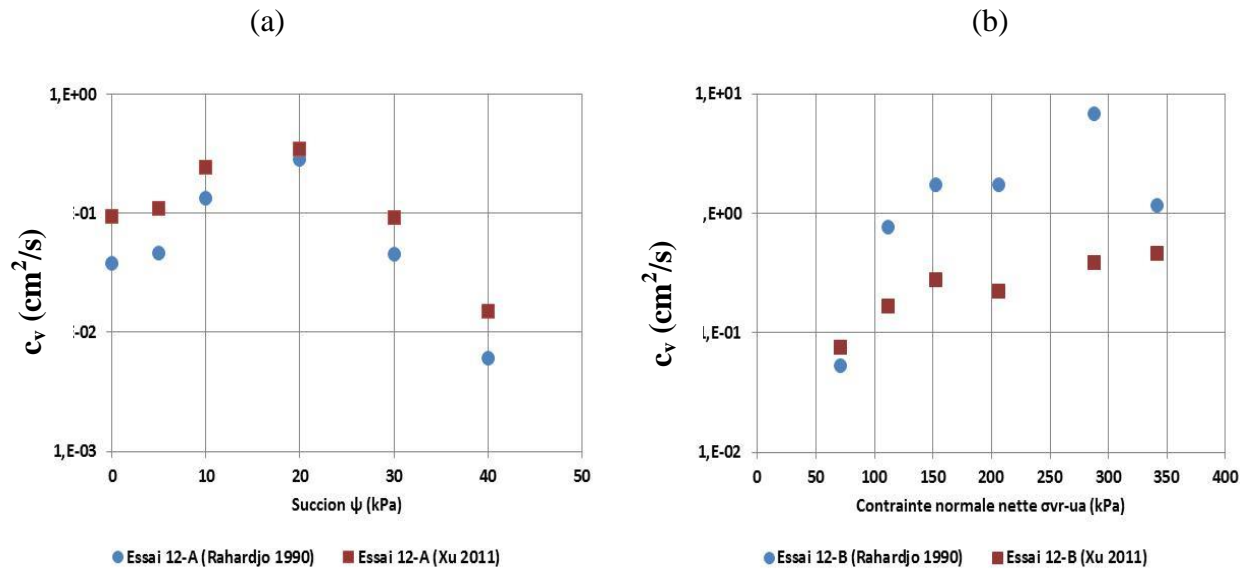


Figure 6.21: Coefficient de consolidation obtenu par la méthode de Rahardjo (1990) et la méthode de Xu et Xie (2011) pour les essais 12-A (succion croissante  $\psi = 0$  à 43 kPa) (a); et l'essai 12-B (compression sous succion constante  $\psi = 43$  kPa) (b)

La figure 6.22 montre les valeurs du coefficient de consolidation  $c_v$  des résidus non saturés en fonction des variables d'état des contraintes ( $\sigma_{vr}-u_a$  et  $\psi$ ) obtenues des essais 13-A et 13-B selon l'approche de Rahardjo (1990) et Xu et Xie (2011). Pour l'essai 13-A (figure 6.22a), sous un accroissement de la succion de 0 à 45 kPa (proche du début de la désaturation AEV), les valeurs de  $c_v$  restent relativement élevées et varient de 0,049 à 0,38  $\text{cm}^2/\text{s}$  et de 0,12 à 0,34  $\text{cm}^2/\text{s}$

respectivement selon l'approche de Rahardjo (1990) et Xu et Xie (2011). Ce comportement est attribué à une faible variation du coefficient  $m_2^w$  et une valeur de  $k_w = k_{sat}$  pour des valeurs de succion inférieures à l'AEV.

Pour  $\psi > 45$  kPa, les valeurs  $c_v$  continuent à diminuer de  $0,38$  à  $7,93 \cdot 10^{-4}$   $\text{cm}^2/\text{s}$  et de  $0,34$  à  $2,55 \cdot 10^{-3}$   $\text{cm}^2/\text{s}$  respectivement selon l'approche de Rahardjo (1990) et Xu et Xie (2011).

Pour l'essai 13-B (figure 6.22b), le chargement axial est appliqué sous des conditions non saturées ( $S_r \sim 62\%$ ). Les valeurs de  $c_v$  diminuent avec le chargement incrémental de  $0,114$  à  $0,043$  et de  $0,069$  à  $0,0309$  respectivement pour l'approche de Rahardjo (1990) et l'approche de Xu et Xie (2011).

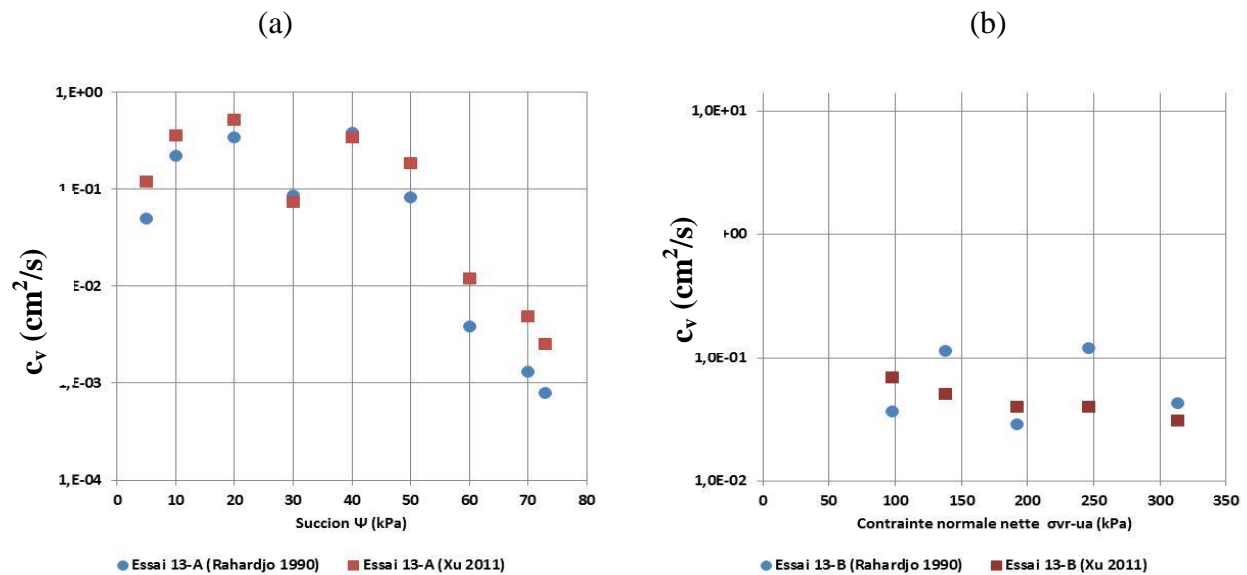


Figure 6.22: Coefficient de consolidation obtenu par ; la méthode de Rahardjo (1990) et la méthode de Xu et Xie (2011) pour les essais 13-A (succion croissante  $\psi = 0$  à  $73$  kPa) (a); et l'essai 13-B (compression sous succion constante  $\psi = 73$  kPa) (b).

Les valeurs de  $c_v$  des résidus non saturés obtenues selon les deux approches peuvent être comparées à des résultats tirés de la littérature. On constate que les valeurs de  $c_v$  des essais 13-A et 13-B sont inclus dans l'intervalle des valeurs de  $c_v$  de Rahardjo (1990) qui a rapporté des valeurs de  $c_v$  qui varient de  $0,22$  à  $9,21 \cdot 10^{-5}$   $\text{cm}^2/\text{s}$  pour les essais sous succion croissante et de

0,014 à  $3 \cdot 10^{-2}$  cm<sup>2</sup>/s pour les essais de compression sous succion constante sur des matériaux de type ML.

Les résultats obtenus des essais 12-A et 13-A montrent que le  $c_v$  tend à augmenter avec la succion jusqu'à l'AEV, pour les deux approches de Rahardjo (1990) et Xu et Xie (2011). Pour des succions plus élevées ( $\psi > \psi_a$ , en phase de désaturation), les valeurs de  $c_v$  diminuent.

Pour l'essai 12-B, la valeur de  $c_v$  augmente avec la contrainte verticale. Ce comportement est attribué à une augmentation du degré de saturation (de 95% à 100%) lorsque l'éprouvette est comprimée (ce qui augmente la conductivité hydraulique) et aussi à une diminution des coefficients de changements de volumes  $m_1^s$  et  $m_1^w$  lors du chargement axial (voir figure 6.21b).

Pour l'essai 13-B, la valeur de  $c_v$  tend à diminuer avec le chargement incrémental. Ce comportement serait lié aux faibles valeurs de  $k_w$  qui varieraient de  $1,75 \cdot 10^{-7}$  à  $2,65 \cdot 10^{-7}$  cm/s, à un degré de saturation de 62%, et aussi à des faibles valeurs des coefficients  $m_1^s$  et  $m_1^w$  (voir figure 6.22 b). La variation de  $k_w$  est attribuée à une légère variation de la teneur en volumique lors du chargement incrémental (sous une succion constante de 73 kPa).

Les valeurs de  $c_v$  obtenus des essais de compression 1 à 7 sous des conditions saturées sont élevées par rapport à celles obtenues des essais de compression sur des résidus non saturés (i.e. essais 12-B et 13-B). En conditions saturées, les valeurs moyennes de  $c_v$  varie de 0,11 à 2,58 cm<sup>2</sup>/s et de 0,11 à 2,78 cm<sup>2</sup>/s respectivement selon la méthode de Casagrande (1938) et la méthode de Taylor (1948) (voir détails au tableau 4.6). La succion influence donc la valeur de  $c_v$ .

On constate que le  $c_v$  obtenu des deux approches de Rahardjo (1990) et Xu et Xie (2011) montre la même tendance pour les essais de compression sous conditions non saturées, avec une légère différence qui pourrait s'expliquer par les hypothèses de chaque approches et les paramètres introduits dans la formule de  $c_v$ .

Le comportement de  $c_v$  a été aussi rapporté par Rahardjo (1990) pour des essais de compression menés sous des conditions non saturées sur un matériau de type ML.

## CHAPITRE 7 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

L'industrie minière génère de grandes quantités de rejets solides et liquides. En particulier, les rejets de concentrateur (résidus miniers) sont des matériaux à granulométrie fine produits à partir des processus de traitement du minerai. Ils sont généralement entreposés dans des parcs à résidus sous la forme de pulpe à faible densité. Ils sont alors soumis au drainage et aux effets de fluctuations climatiques journalières et saisonnières incluant les précipitations et l'évaporation, qui peuvent influencer le niveau de la nappe phréatique dans le parc à résidus avec des cycles de mouillage et séchage qui provoquent un changement dans les proportions relatives des fluides (air et eau). Ceci affecte la consolidation des résidus qui peut alors se produire sous des pressions interstitielles positives ou négatives.

Cette étude a eu pour objectif de développer une approche expérimentale permettant d'évaluer la consolidation de résidus miniers, initialement lâches et saturés, en présence de pressions interstitielles positives ou négatives. Les protocoles expérimentaux ont été appliqués pour évaluer la compressibilité des résidus provenant d'une mine en roches dures (Canadian Malartic, située en Abitibi) à partir d'essais de compression dans une colonne instrumentée.

Dans le cas des résidus saturés, des modifications ont été apportées à un protocole existant, initialement développé pour les résidus miniers, au niveau du mode de saturation et de l'instrumentation afin de mesurer avec précision les paramètres requis pour chaque essai. Ce protocole de laboratoire a été utilisé pour réaliser sept essais de compression en colonne instrumentée sur des résidus lâches et saturés. Le but était de définir les principaux paramètres de la compression (consolidation) primaire d'une pulpe de faible densité, et aussi d'évaluer l'ampleur de la compression secondaire.

Dans le cas des résidus soumis à des essais de compression avec une pression d'eau négative (provoquant des conditions non saturées), un nouveau protocole expérimental a été élaboré. La méthode consiste à imposer une succion à l'échantillon, basée sur la norme ASTM D6836 et les travaux de Vanapalli et al. (2008). Ce protocole a été modifié afin de générer une succion relativement élevée (jusqu'à 73 kPa), et aussi impliqué l'utilisation d'une nouvelle instrumentation. Deux types d'essais ont alors été menés. Le premier type inclut six essais de compression sous des conditions drainées avec une succion constante. Deux essais du second type ont été effectués avec un accroissement progressif de la succion, en maintenant la charge

axiale constante. Ces divers essais ont permis d'évaluer l'effet de la succion et de la contrainte verticale nette sur plusieurs caractéristiques des résidus miniers.

Les résultats expérimentaux obtenus des essais de compression sous des conditions saturées et non saturées ont été comparés avec certaines données tirées de la littérature (sur des résidus ou des sols).

L'analyse de la variation des pressions interstitielles  $\Delta u$  en fonction de l'incrément de contrainte appliquée  $\Delta \sigma_v$  montre que cette contrainte verticale n'est pas totalement transmise au bas de l'éprouvette en raison d'une mobilisation de la friction à la paroi de la colonne. Une correction des contraintes verticales pour cet effet a donc été effectuée pour tous les essais de compression menés sous des conditions saturées et non saturées. Les valeurs des paramètres de compression, sont toutefois peu affectées par l'ampleur de l'angle de friction  $\delta$  à la paroi (pour les conditions traitées ici).

Pour les essais de compression des résidus saturés, les valeurs de l'indice de compression  $C_c$  et du coefficient de compressibilité  $a_v$  (et  $m_v$ ) sont plus élevées sous faibles contraintes verticales (réelles) effectives ( $\sigma'_{vr} \leq 25$  kPa) par rapport à celles obtenues sous des contraintes plus grandes ( $\sigma'_{vr} > 25$  kPa). Ce comportement reflète l'état initialement lâche des résidus lors des essais. Les résidus saturés ont aussi montré un faible rebondissement au déchargement, et une faible recompression au rechargement.

La relation entre le coefficient  $a_v$  et les contraintes effectives est pratiquement linéaire dans un plan log-log. Cela a permis de déduire une relation empirique simple entre les deux paramètres, sous forme d'une loi de puissance.

Les valeurs des paramètres de rigidité, incluant le module de déformation contraint  $M$  et le module de Young  $E$  tendent à augmenter avec les contraintes effectives  $\sigma'_{vr}$  jusqu'à ce qu'elles atteignent un palier (au-delà de  $\sigma'_{vr} \sim 200$  kPa).

Le coefficient de consolidation  $c_v$  obtenu des méthodes graphiques de Casagrande et Taylor prend des valeurs plus faibles pour  $\sigma'_{vr} \leq 25$  kPa et des valeurs élevées pour  $\sigma'_{vr} > 25$  kPa. Ce comportement est en partie attribué à une augmentation de la rigidité (diminution du coefficient  $m_v$ ) à des contraintes plus élevées; il engendre une consolidation plus rapide à des contraintes plus élevées.



Les valeurs de la conductivité hydraulique saturée  $k_{sat}$  déduites des valeurs expérimentales de  $c_v$ , sont circonscrites dans la plage des valeurs obtenues des modèles prédictifs utilisés ici (KC et KCM). Le modèle KC (de Chapuis et Aubertin 2003) adapté aux résidus miniers semble montrer la meilleure capacité de prédiction de la valeur de  $k_{sat}$  pour ces essais de compression. Ce n'est toutefois pas le cas pour les valeurs de  $k_{sat}$  mesurées au perméamètre.

Les pressions interstitielles en phase de chargement et de rechargement montrent une augmentation instantanée. Ensuite, la dissipation des pressions progresse jusqu'à l'équilibre hydrostatique. En phase de déchargement, les pressions interstitielles diminuent, en raison du rebondissement de l'éprouvette (avec augmentation de volume). L'expérimentation a aussi montré que l'effet de la friction peut affecter la réponse des tensiomètres ainsi que l'allure des isochrones de dissipation.

La compression secondaire est relativement peu prononcée pour les résidus de mines en roches; elle est proportionnellement plus faible que celle rapportée dans la littérature pour des silts naturels.

Pour les essais de compression sous succion constante, l'indice de compression  $C_c$  et les coefficients de changement de volume de l'eau  $m_1^w$  et de l'éprouvette de solide  $m_1^s$  tendent à diminuer lorsqu'on augmente la succion imposée. Pour les essais sous succion croissante, la succion influence surtout la variation de volume d'eau interstitielle (plus que la variation du volume total). Ce comportement se traduit par un coefficient  $m_2^w$  nettement plus élevé que le coefficient de changement de volume du squelette granulaire  $m_2^s$  selon la succion et les coefficients de changement de volume  $m_1^w$  et  $m_1^s$  selon la contrainte verticale nette ( $\sigma_{vr} - u_a$ ).

Le chargement axial ( $\sigma_{vr} - u_a$ ) appliqué au début des essais sous succion croissante a aussi influencé les valeurs des coefficients  $m_2^w$  et  $m_2^s$ . Plus la charge axiale ( $\sigma_{vr} - u_a$ ) est élevée, plus les valeurs des coefficients  $m_2^w$  et  $m_2^s$  sont faibles.

Pour les essais sous succion croissante, le chargement axial ( $\sigma_{vr} - u_a$ ) influence le comportement (avec les paramètres hydrogéotechniques) des résidus et l'allure du retrait volumique. La pression d'entrée d'air tend à augmenter quand la charge axiale initiale est plus élevée, alors que la teneur en eau à l'entrée d'air  $w_a$ , l'indice des vides à l'entrée d'air  $e_a$ , et la teneur en eau volumique à l'entrée d'air  $\theta_a$  diminuent pour une charge plus grande. On peut en déduire aussi que l'état initial de l'éprouvette (lâche ou dense) influence les paramètres hydrogéotechniques.

Pour les essais de compression sous succion constante, la génération des pressions interstitielles en excès s'est produite avec un certain délai entre le début du chargement axial et le moment d'atteindre des pressions maximales. Cet intervalle de temps est plus grand quand la valeur de la succion imposée est élevée. Les surpressions interstitielles sont moins prononcées suite au chargement incrémental en présence d'une succion (constante) par rapport aux essais de compression sur des résidus saturés, pour lesquels les pressions interstitielles ( $u > 0$ ) se dissipent de façon conventionnelle. Pour  $u \leq 0$  kPa, les isochrones de dissipation montrent une évolution quasi linéaire. Les essais sous succion croissante demandent un temps plus long pour atteindre l'équilibre hydrostatique que les essais de compression sous succion constante.

Le coefficient de consolidation  $c_v$  sous des conditions non saturées est influencé par la succion matricielle et la contrainte verticale nette ( $\sigma_{vr}-u_a$ ). Pour les essais sous succion croissante, la valeur de  $c_v$  montre une augmentation avec la succion jusqu'à l'AEV; au-delà de cette succion, il y a une diminution de  $c_v$  (en phase de désaturation).

Pour les essais de compression sous succion constante (avec  $S_r \sim 62\%$ ), la valeur de  $c_v$  tend à diminuer avec le chargement incrémental. Ce comportement serait lié aux faibles valeurs de  $k_w$ , et aussi à des faibles valeurs des coefficients  $m_1^s$  et  $m_1^w$ . Pour les essais de compression sous succion constante faible, menés sous des conditions quasi saturées, le  $c_v$  augmente avec la contrainte verticale. Ce comportement est aussi attribué à une diminution des coefficients de changement de volume  $m_1^s$  et  $m_1^w$  lors du chargement axial sous des conditions qui favorisent la saturation ( $S_r$  varie 95% à 100%).

En général, la valeur de  $c_v$  obtenue des essais de compression sur des résidus saturés est plus élevée que celle obtenue des essais de compression menés sur des résidus non saturés (avec pression d'eau négative). Les résultats présentés ici sont discutés dans le chapitre 6

La suite de ces travaux devrait inclure des essais sur d'autres résidus, avec une instrumentation plus poussée de la colonne de compression de façon à mesurer les pressions à l'interface sol-paroi de la colonne, et pour mieux évaluer la conductivité hydraulique saturée et non saturée lors du chargement axial. Les futurs travaux peuvent aussi porter sur une étude plus approfondie du fluage des résidus saturés. Le développement d'un modèle prédictif de la courbe de rétention d'eau avec retrait volumique est également d'intérêt, tout comme un modèle prédictif de la fonction de perméabilité  $k_w$  avec un changement de volume sous une succion matricielle et une

contrainte normale nette. Une analyse numérique des essais de compression en colonne sous des conditions saturés et non saturées serait aussi utile pour mieux évaluer la réponse des résidus miniers.

## BIBLIOGRAPHIE

- ASTM. (2001). Standard Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter, USA /D5084-00.
- ASTM. (2003). Standard test methods for determination of the soil water characteristic curve for desorption using a hanging column, pressure extractor, chilled mirror hygrometer, and/or centrifuge, USA/D 6836-03.
- ASTM. (2003). Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using incremental Loading, USA/D2435-03.
- ASTM. (2008). Standard Test Methods for Determination of the Soil Water Characteristic Curve for Desorption Using Hanging Column, Pressure Extractor, Chilled Mirror Hygrometer, or Centrifuge, USA/D6836-08.
- ASTM. (2008). Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Collapse of Cohesive Soils, USA /D4546-08.
- Aubertin, M., Chapuis, R. P., Aachib, M., Bussière, B., & Ricard, J. F. (1995). Évaluation en laboratoire de barrières sèches construites à partir de résidus miniers, Rapport MEND/NEDEM 2.22.2a.
- Aubertin, M., Bussière, B., & Chapuis, R. P. (1996). Hydraulic Conductivity of Homogenized Tailings From Hard Rock Mines. *Canadian Geotechnical Journal*, 33(3), 470-482.
- Aubertin, M., Ricard, J. F., & Chapuis, R. P. (1999). A predictive model for the water retention curve: Application to tailings from hard-rock mines. *Canadian Geotechnical Journal*, 35 55-69.
- Aubertin, M., Bussière, B., & Bernier, L. (2002a). *Environnement et Gestion des Rejets Miniers*.
- Aubertin, M., Mbonimpa, M., Jolette, D., Bussière, B., Chapuis, R. P., James, M., & Riffon, O. (2002b). Stabilité Géotechnique des Ouvrages de Retenue pour les Résidus Miniers : Problème Persistants et Méthodes de Contrôle. Communication présentée à Compte-Rendu du Symposium : Environnement et les Mines, Rouyn-Noranda.
- Aubertin, M., Mbonimpa, M., Bussière, B., & Chapuis, R. P. (2003a). A model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties. *Canadian Geotechnical Journal* 40 1104-1122.
- Aubertin, M., Li, L., Arnoldi, S., Belem, T., Bussière, B., Benzaazoua, M., Simon, R. (2003b). Interaction between backfill and rock mass in narrow stopes. Submitted to the SoilRock 2003: 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering and 39th U.S. Rock Mechanics Symposium. *Canadian Geotechnical Journal* 40 1104-1122.

- Aubertin, M. (2004). Paste tailings disposal and management at the Bulyanhulu mine : Proposed investigation. Department of Civil, Geological and Mining Engineering, Ecole Polytechnique de Montreal.
- Aubertin, M. (2012). Environnement minier et restauration des sites. Cours GML 6112. Département des génies Civil Géologie et Mine, Ecole Polytechnique de Montreal.
- Baumgarlt, T., Rostek, J. & Horn, R (2000). Internal and external stresses affecting the water retention curve. In Subsoil compaction. Distribution, processes, consequences. Advances in Geocology, Catena Verlag, Reiskirchen, pp. 3-12.
- Bharat, T. V., & Sharma, J. (2011). Prediction of compression and permeability characteristics of mine tailings using natural computation and large –strain consolidation framework. Communication présentée à Geo-Frontiers 2011: Advances in Geotechnical Engineering, Dallas, Texas, United States (p. 3868-3877).
- Biot, M. A. (1941). General theory of three-dimensional consolidation. Journal of Applied Physics, 12(2) 155–164.
- Blight, G. (2010). Geotechnical engineering for mine waste storage facilities (CRC Press<sup>e</sup> éd.). Netherlands.
- Bolduc, F. L. (2012). Une étude sur l'utilisation des roches stériles comme inclusions drainantes dans les résidus miniers (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, QC).
- Bussière, B. (2007). Hydro-geotechnical properties of hard rock tailings from metal mines and emerging geo-environmental disposal approaches. Canadian Geotechnical Journal, 44 1019-1052.
- Contreras, C. A. R. (2013). Comportement dynamique du sol pulvérulent résidus miniers (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montreal , QC)
- Craig, R. F. (2004). Craig's Soil Mechanics (7th edition). New-York: Spon Press.
- Das, B. M. (2007). Principles of Foundation Engineering (Thomson<sup>e</sup> éd.). United States
- Delage, P., & Jun, C. Y. (2001). Comportement mécanique des sols non saturés.
- Dromer, J. B. (2004). Mise au point D'un système de mesure pour caractériser le comportement hydromécanique des boues de traitement des eaux minières acides (École Polytechnique de Montréal).
- Duhaime, F. (2012). Mesure de la conductivité hydraulique du dépôt d'argile Champlain de La chenaie, Québec: Théorie et applications. (Thèse de Doctorat, Ecole Polytechnique de Montréal).

- Fredlund, D. G., & Rahardjo, H. (1993). Soil Mechanics for unsaturated soils. Dans J. WILEY (Édit.). New York.
- Fredlund, D. G., & Rahardjo, H. (1995). Experimental verification of the theory of consolidation for unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 32 .(1), 749-766.
- Fredlund, D. G., & Rahardjo, H. (1996). Consolidation apparatus for testing unsaturated soils. *Geotechnical Testing Journal*, 19(4), 341-353.
- Fredlund, D. G., & Rahardjo, H. (2012). Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice. Dans J. WILEY (Édit.). New York.
- Gibson, R. E. (1958). The progress of consolidation in a clay layer increasing in thickness with time. *Geotechnique*, 8 171 –182.
- Gurpersaud, N., Vanapalli, S. K., & Sivathayalan, S. (2011). Pull-out capacity of soil nails in unsaturated soils. Communication présentée à Pan-Am CGS Geotechnical conference.
- Handy, R. L. (2002). First-order rate equations in geotechnical engineering. *Geotechnical and Geoenvironmental engineering* 128, 416–425.
- Hanna, D., Sivakugan, N., ASCE, M., & Lovisa, J. (2013). Simple Approach to Consolidation Due to Constant Rate Loading in Clays. *International Journal of Geomechanics*, 13 193-196.
- Holtz, R. D., & Kovacs, W. E. (1991). Introduction à la géotechnique (traduit par J. Lafleur) (Presses Internationales Polytechnique éd.). Montreal.
- Janssen, H. A. (1895). "Versuche über getreidedruck in gilozellen." *Verein Deutscher Ingenieure*, 39, 1045-1049. (Partial English translation in *Proc. Inst. Civ. Engrs*, 1986, 553).
- Kabbaj, M., Oka, F., Leroueil, S., & Tavenas, F. (1986). Consolidation of natural clays and laboratory testing. Communication présentée à Consolidation of soils: Testing and evaluation, Philadelphia.
- Khalili, N., Khabbaz, M. H., (1998). A unique relationship for  $\chi$  for the determination of the shear strength of unsaturated soils. *Geotechnique*, 48(5), 681-687.
- Kim, W. S., & Borden, R. H. (2011). Influence of soil type and stress state on predicting shear strength of unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. *Can. Geotech. J.*, 48 1886-1900.
- Konrad, J. M., & Lebeau, M. (2015). A capillary-based effective stress formulation for predicting the shear strength of unsaturated soils. *Can. Geotech. J.* 0.1139/cgj-2014-0300.

- Kuranchie, F. A., Shukla, S. K., & Habibi, D. (2013). Mine Wastes in Western Australia and Their Suitability for Embankment Construction. Communication présentée à Geo-Congress 2013, San Diego, California, United States.
- Lambe, T. W., & Whitman, V. R. (1979). Soil mechanics. New York: Wiley
- Laureano, L., Hoyos, R., Laloui, L., & Vassallo, R. (2008). Mechanical Testing in Unsaturated Soils Geotech. Geol Eng., 26(6), 675 - 689.
- Li, L., Aubertin, M. (2009). A Three-Dimensional Analysis of the Total and Effective Stresses in Submerged Backfilled Stopes. Geotech Geol Eng, 27 559-569.
- Lourenco, S. D. N., Toll, D. G., & Augarde, C. E. (2008). Evaluation of suction measurement by the tensiometer and the axis translation technique. Communication présentée à Proceedings of the 1st European Conference, E-UNSAT 2008, Durham, United Kingdom (p. 213-218).
- Lovisa, J., Read, W., & Sivakugan, N. (2011). A Critical Reappraisal of the Average Degree of Consolidation. Geotechnical and Geological Engineering, 29 873–879.
- Lovisa, J., Read, W., & Sivakugan, N. (2012). Calculating  $C_v$  based on non-uniform initial excess pore pressure. Géotechnique, 8 741-748.
- Lovisa, J., Read, W., & Sivakugan, N. (2012). Consolidation Behavior of Soils Subjected to Asymmetric Initial Excess Pore Pressure Distributions with One-Way Drainage. International Journal of Geomechanics, 12 318-322.
- Lovisa, J., Read, W., & Sivakugan, N. (2013). Time Factor in Consolidation: Critical Review. International Journal of Geomechanics, 13 83–86.
- Lovisa, J., & Sivakugan, N. (2013). An In-Depth Comparison of  $c_v$  Values Determined Using Common Curve-Fitting Techniques. ASTM geotechnical testing journal 36 30-39.
- Lu, N., & Likos, W. J. (2004). Unsaturated Soil Mechanics J. W. Sons (Édit.).
- Maleki, M., & Bayat, M. (2012). Experimental evaluation of mechanical behavior of unsaturated silty sand under constant water content condition. Engineering Geology, 141-142(2012), 45-56.
- Maqsoud, A., Bussière, B., Aubertin, M., & Mbonimpa, M. (2006). Modification of the predictive MK model to integrate hysteresis of the water retention curve. Communication présentée à Proceedings of the fourth International Conference on Unsaturated Soils (vol. 147, p. 2465-2476).
- Marinho, F. A. M. (2006). A method of estimating the soil-water retention curve for plastics soils. Communication présentée à Proceedings of the Fourth International Conference on Unsaturated Soils, Carefree, AZ, United State (vol. 2, p. 1472-1481).

- Marinho, F. A. M., Oliveira, O. M., Vanapalli, S., & Adem, H. (2011). Mechanical behaviour of an unsaturated compacted residual soil. Pan-Am CGS Geotechnical conference.
- Marinho, F. A. M., Take, W. A., & Tarantino, A. (2008). Measurement of Matric Suction Using Tensiometric and Axis Translation Techniques. *Geotechnical and Geological Engineering* 26 615-631.
- Mbemba, F. S. (2010). Évaluation de la dessiccation, du retrait et de la fissuration des matériaux silteux peu plastiques. (École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada).
- Mbemba, F. S. (2012). Évaluation du drainage, de la consolidation et de la dessiccation des résidus miniers en présence d'inclusions de roches stériles. (École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada ).
- Mbonimpa, M., Aubertin, M., Chapuis, R. P., & Bussière, B. (2002). Practical pedotransfer functions for estimating the saturated hydraulic conductivity. *Canadian Geotechnical Journal*, 43 773–787.
- Mbonimpa, M., Aubertin, M., B., & Bussière, B. (2006a). A predictive model for the water retention curve of deformable clayey soils. *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 20 235–259.
- Mbonimpa, M., Aubertin, M., B., & Bussière, B. (2006b). Predicting the unsaturated hydraulic conductivity of granular soils from basic geotechnical properties using the modified Kovács (MK) model and statistical models. *Geotechnical and Geological Engineering*, 20 235–259.
- Mesri, G., ASCE, M., & Vardhanabhuti, B. (2005). Secondary Compression. *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 131 398-401.
- Mesri, G., ASCEA, M., & Godlewski, M. (1977). Time and stress-compressibility interrelationship *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 103 417-430.
- Mesri, G., & Vardhanabhuti, B. (2006). Discussion of “Secondary Compression”. *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 132 817-818.
- Michael, E., Quille, M. E., & O'Kelly, B. C. (2010). Geotechnical properties of zinc/lead mine tailings from Tara Mines, Ireland. Communication presented in *Progress in Modeling and Applications*, Shanghai, China (p. 111 - 117).
- Mieussens, C., Mangan, J., & Soyer, B. (1985). Essais de compressibilité à l'oedomètre Procédures recommandées par les Laboratoires des Ponts et Chaussées. *Bulletin des laboratoires des Ponts et chaussées*
- Mirzaii, A., & Yasrobi, S. S. (2012). Effect of Net Stress on Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. *Springer Science*, 95 497–505.



- Mitchell, J. K., & Soga, K. (2005). *Fundamentals of Soil Behavior*. Dans J. WILEY (Édit.). New York.
- Ou, D., Yang, J., Yin, X., & Liao, Y. (2011). Experimental study on mechanism for self-weight consolidation of the red mud tailings placed in the karsts. *Applied Mechanics and Materials*, 3102 90-93.
- Pabst, T. (2011). *Étude expérimentale et numérique du comportement hydro-géochimique de recouvrements placés sur des résidus sulfureux partiellement oxydés*. (Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal, Canada).
- Pedroni, L. (2011). *Étude expérimentale et numérique de la sédimentation et de la consolidation des boues de traitement des eaux acides*. (Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal).
- Poncelet, N. P. (2012). *Étude du Comportement Cyclique de Résidus Miniers avec Inclusions Drainantes par des Essais sur Table Sismique*. Mémoire de Maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Canada
- Qin, A., Sun, D., Yang, L., & Weng, Y. (2010). A semi-analytical solution to consolidation of unsaturated soils with the free drainage well. *Computers and Geotechnics*, 37 867–875.
- Qiu, Y., & Sego, D. C. (2001). Laboratory properties of mine tailings. *Canadian Geotechnical Journal*, 38 183–190.
- Rahardjo, H., (1990). *The study of undrained and drained behavior of unsaturated soils*. (Thèse de doctorat, Université de Saskatchewan, Saskatoon. Canada).
- Rahardjo, H., & Fredlund, D. G. (1995). Experimental verification of the theory of consolidation for unsaturated soils. *Can. Geotech. J.*, 32 749-766.
- Rahardjo, H., & Fredlund, D. G. (1996). Consolidation apparatus for testing unsaturated soils. *Geotechnical testing journal* 19 341-353.
- Richards, L. A. (1931). *Capillary conduction of liquids in porous mediums*, *Physics*.
- Russel, A. R., Khalili, N., (2006). A unified bounding surface plasticity model for unsaturated soils. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 30(3), 181-212.
- Sheng, D., Fredlund, D. G., & Gens, A. (2008). A new modelling approach for unsaturated soils using independent stress variables *Canadian Geotechnical Journal*, 45 511-534.
- Skutnik, Z., Lendo, M., & Garbulewski, K. (2011). Assessment of the  $c_v$  coefficient for unsaturated Warsaw Clay. Dans A. Gens (Édit.), *Unsaturated Soils* (Taylor & Francis Group<sup>©</sup> éd.). London.

- Take, W., & Bolton, M. D. (2003). Tensiometer saturation and the reliable measurement of soil suction. *Géotechnique*, 53 159–172.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics* (John Wiley<sup>e</sup> éd.). New York, USA.
- Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). *Soil mechanics in engineering practice*. New York: Wiley.
- Tong, F., Yin, J., & Pei, H. (2012). Experimental Study on Complete Consolidation Behavior of Hong Kong Marine Deposits. *Marine Georesources and Geotechnology*, 30 291–304.
- Tuncan, M., Guney, Y., Tuncan, A., & Koyuncu, H. (1998). New approach for determining the coefficient of consolidation  $C_v$  for normally consolidated kaolinite clay. Communication présentée à Proceedings of the Eighth International offshore and Polar engineering conference, Montréal, Canada (vol. 1, p. 456-460).
- Vanapalli, S. K., Nicotera, M. V., & Sharma, R. S. (2008). Axis Translation and Negative Water Column Techniques for Suction Control. *Geotechnical and Geological Engineering*, 26 645-660.
- Vick, S. G. (1990). *Planning, Design and Analysis of Tailings Dams*. Vancouver
- Wickland, B. E. (2006). Unsaturated properties of mixtures of waste rock and tailings
- Wickland, B. E., & Wilson, W. G. (2005). Research of co-disposal of tailings and waste rock. *Geotechnical News*, 35 23-23.
- Wickland, B. E., & Wilson, W. G. (2005). Self-weight consolidation of mixtures of mine waste rock and tailings. *Canadian Geotechnical Journal*, 42 327-339.
- Williams, D. J. (2012). Some Mining Applications of Unsaturated Soil Mechanics. *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA*, 43.
- Wills, B. A., & Napier-Munn, T. (2006). *Wills' mineral processing technology the practical aspects of ore treatment and mineral*, seventh edition.
- Xu, H., & Wang, W. (2011). Compressibility of pore fluid of unsaturated soils and pore pressure parameter. Communication présentée à Electric Technology and Civil Engineering (ICETCE), International Conference Lushan.
- Xu, H., & Xie, K. (2011). Simplified computation of 1D consolidation for unsaturated soil when air phase neglected. Communication présentée à Advanced Materials Research Vols (p. 298-302).
- Xu, H., & Xie, K. (2011). Simplified computation of 1D Consolidation for unsaturated soil when Air Phase Neglected *Advanced Materials Research Vols* 168-170(2011), 298-302.

- Zeevaert, L. (1986). Consolidation in the Intergranular Viscosity of highly Compressible Soils. Communication présentée à Consolidation of Soils Testing and Evaluation, Philadelphia.
- Zhang, X. (2004). Consolidation theories for saturated-unsaturated soils and numerical simulations of residential buildings on expansive soils. (Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal).
- Zhang, X., ASCE, A. M., & Li, L. (2011). Limitations in the constitutive modeling of unsaturated soils and solutions International Journal of Geomechanics 174 - 184.
- Zhou, A., Sheng, D., Sloan, S. W., & Gens, A. (2012). Interpretation of unsaturated soil behavior in the stress – Saturation space, I: Volume change and water retention behavior. Computers and Geotechnics, 43 178–187.
- Zhou, A., Sheng, D., Sloan, S. W., & Gens, A. (2012). Interpretation of unsaturated soil behavior in the stress–saturation space II: Constitutive relationships and validations. Computers and Geotechnics, 43 111-113.

## **ANNEXES**

## ANNEXE 1 : ÉQUATION DIFFÉRENTIELLE PARTIELLE DE LA PHASE DE L'EAU DES PORES

Un élément de sol non saturé a été considéré avec un écoulement de la phase d'air et de l'eau lors d'une consolidation unidimensionnelle. Le flux net de l'eau passant à travers l'échantillon pourrait être calculé à partir de la différence entre le volume d'eau entrant et le volume d'eau sortant de l'élément de sol pendant une période de temps (Fredlund et Rahardjo, 1993), selon l'équation suivante :

$$\frac{\partial V_w}{\partial t} = \left( v_w - \frac{\partial v_w}{\partial y} dy \right) dx dz - v_w dx dy \quad (1-1)$$

- $dV_w$  : Variation de volume d'eau dans l'élément de sol par rapport au temps
- $\frac{\partial V_w}{\partial t}$  : Flux net de l'eau à travers l'élément de sol.
- $dx dy dz$  : Dimensions infinitésimales selon les directions x, y et z respectivement.
- $v_w$  : vitesse d'écoulement de l'eau à travers l'élément de sol selon la direction y.

L'expression du flux net de l'eau par unité de volume du sol et après un réarrangement de l'équation 2-1:

$$\frac{\partial \left( \frac{V_w}{V_0} \right)}{\partial t} = \frac{\partial v_w}{\partial y} \quad (1-2)$$

- $V_0$  : Volume totale initial pour l'élément de sol.
- $\frac{\partial \left( \frac{V_w}{V_0} \right)}{\partial t}$  : Flux net par unité de volume du sol.

Une substitution de la loi de Darcy pour la vitesse d'écoulement de l'eau  $v_w$  dans l'équation (2) :

$$\frac{\partial \left( \frac{V_w}{V_0} \right)}{\partial t} = \frac{\partial \left( -k_w \frac{\partial h_w}{\partial y} \right)}{\partial y} = \frac{-k_w}{\rho_w g} \frac{\partial^2 u_w}{\partial y^2} - \frac{1}{\rho_w g} \frac{\partial k_w}{\partial y} \frac{\partial u_w}{\partial y} - \frac{\partial k_w}{\partial y} \quad (1-3)$$

- $k_w$  : Coefficient de perméabilité de l'eau varie en fonction de la succion matricielle qui varie également selon la position le long de la direction y.
- $h_w = y + \frac{u_w}{\rho_w g}$  : charge hydraulique.
- $\frac{\partial h_w}{\partial y}$  : Gradient hydraulique selon la direction y.

La relation constitutive de la phase de l'eau définit la variation de volume de l'eau dans l'élément de sol causée par un changement de la contrainte normale nette et la succion matricielle. Le flux de l'eau par unité de volume de sol pourrait être obtenu par une différentiation de l'équation constitutive de la phase de l'eau par rapport au temps :

$$\frac{\partial \left( \frac{V_w}{V_0} \right)}{\partial t} = m_{1k}^w \frac{\partial (\sigma_y - u_a)}{\partial t} + m_2^w \frac{\partial (u_a - u_w)}{\partial t} \quad (1-4)$$

Durant le processus de consolidation la variation de la contrainte normale nette est nulle par rapport au temps ( $\frac{\partial \sigma_y}{\partial t} = 0$ ). Les deux équations du flux de l'eau peuvent être mises en une seule équation différentielle sous la forme suivante :

$$m_2^w \frac{\partial u_w}{\partial t} = -(m_{1k}^w - m_2^w) \frac{\partial u_a}{\partial t} + \frac{k_w}{\rho_w g} \frac{\partial^2 u_w}{\partial y^2} + \frac{1}{\rho_w g} \frac{\partial k_w}{\partial y} \frac{\partial u_w}{\partial y} + \frac{\partial k_w}{\partial y} \quad (1-5)$$

L'équation (2-5) est une forme générale de l'équation différentielle de la phase de l'eau. Cette équation pourrait être simplifiée pour les différentes conditions de saturation des sols, comme le cas des sols saturés, sols secs et le cas spécial des sols non saturé.

## ANNEXE 2 : ÉQUATION DIFFÉRENTIELLE PARTIELLE DE LA PHASE DE L'AIR DES PORES :

La phase de l'air est compressible et réponds facilement à un gradient de pression. Le débit d'air à travers un élément référentiel de sol non saturé est calculé en termes de débit massique ( $J_a$ ). La masse nette de la quantité de l'air passant à travers la section de l'élément de sol est obtenue à partir de la différence entre le débit massique entrant et sortant dans une période de temps  $t$  (Fredlund et Rahardjo, 1993) :

$$\frac{\partial M_a}{\partial t} = \left( J_a + \frac{\partial J_a}{\partial y} dy \right) dx dz - J_a dx dz \quad (2-1)$$

- $\frac{\partial M_a}{\partial t}$  : Débit massique nette de l'air passant à travers de l'élément de sol.
- $J_a$  : Débit massique de l'air à travers une unité de surface de l'élément de sol.

Le débit massique net de l'écoulement de l'air a été exprimé par unité de volume pour l'élément de sol, la masse de l'air  $M_a$  peut être décrit en terme de volume de l'air et la masse volumique. Une substitution de la loi de Fick du débit massique de l'écoulement de l'air  $J_a$  dans l'équation (2-6), il résulte l'équation suivante :

$$\frac{\partial \left( \frac{M_a}{V_0} \right)}{\partial t} = \frac{\partial J_a}{\partial y} \quad (2-2)$$

$$J_a = -D_a^* \frac{\partial u_a}{\partial y} \text{ et } M_a = V_a \rho_a \quad (2-3)$$

$$\rho_a \frac{\partial \left( \frac{V_a}{V_0} \right)}{\partial t} + \frac{V_a}{V_0} \frac{\partial \rho_a}{\partial t} = -D_a^* \frac{\partial^2 u_a}{\partial y^2} - \frac{\partial D_a^*}{\partial y^2} \frac{\partial u_a}{\partial y} \quad (2-4)$$

- $\frac{\partial \left( \frac{M_a}{V_0} \right)}{\partial t}$  : Débit massique nette de l'écoulement de l'air par unité de volume de l'élément de sol.
- $V_0$  : Volume total initial pour l'élément de sol.

- $D_a^*$  : Coefficient de diffusion de l'air.
- $u_a$  : Pression de l'air des pores.
- $V_a$  : Volume de l'air.
- $\rho_a$  : Masse volumique de l'air.

Le volume de l'air peut être relié aux propriétés massique et volumique du sol selon l'équation :

$$V_a = (1 - S)nV \quad (2-5)$$

- $S$  : Degrée de saturation.
- $n$  : Porosité.
- $V$  : Volume total courant de l'élément de sol.

La masse volumique de l'air est une fonction de la pression d'air en accordance avec la loi des gaz parfaits.

$$\rho_a = \frac{\omega_a}{RT} \bar{u}_a \quad (2-6)$$

- $\omega_a$  : Masse moléculaire de l'air (kg/kmol).
- $R$  : Constante universelle des gaz parfaits.
- $T$  : Température absolue ( $T = t^0 + 273.16$ ).
- $\bar{u}_a$  : Pression d'air absolue en kPa ( $\bar{u}_a = u_a + \bar{u}_{atm}$ ).
- $\bar{u}_{atm}$  : pression atmosphérique.

En remplaçant la masse volumique de l'air et le volume d'air dans l'équation (2-4), et on obtient l'équation suivante :

$$\frac{\partial \left( \frac{V_a}{V_0} \right)}{\partial t} = - \frac{D_a^*}{\left( \frac{\omega_a}{RT} \right) \bar{u}_a} \frac{\partial^2 u_a}{\partial y^2} - \frac{(1 - S)n}{\bar{u}_a} \frac{\partial u_a}{\partial t} - \frac{1}{\left( \frac{\omega_a}{RT} \right) \bar{u}_a} \frac{\partial D_a^*}{\partial y^2} \frac{\partial u_a}{\partial y} \quad (2-7)$$

La relation constitutive de la phase de l'air définit la variation de volume d'air de l'élément de sol à cause de la variation de la contrainte normale nette et la succion matricielle. La dérivée de l'équation constitutive de la phase d'air par rapport au temps égale au flux d'air par unité de volume de l'élément de sol :



$$\frac{\partial \left( \frac{V_a}{V_0} \right)}{\partial t} = m_{1k}^a \frac{\partial (\sigma_y - u_a)}{\partial t} + m_2^a \frac{\partial (u_a - u_w)}{\partial t} \quad (2-8)$$

Durant le processus de consolidation, la variation de la contrainte normale nette est nulle par rapport au temps ( $\frac{\partial \sigma_y}{\partial t} = 0$ ). Les deux équations (2-12) et (2-13) du flux d'air par unité de volume peuvent être mises en une seule équation différentielle sous la forme suivante :

$$-\left( m_{1k}^a - m_2^a - \frac{(1-S)n}{\bar{u}_a} \right) \frac{\partial u_a}{\partial t} = m_2^a \frac{\partial u_w}{\partial t} - \frac{D_a^*}{\left( \frac{\omega_a}{RT} \right) \bar{u}_a} \frac{\partial^2 u_a}{\partial y^2} - \frac{1}{\left( \frac{\omega_a}{RT} \right) \bar{u}_a} \frac{\partial D_a^*}{\partial y^2} \frac{\partial u_a}{\partial y} \quad (2-9)$$

L'équation (2-14) présente la forme générale de l'équation différentielle de la phase d'air. Cette équation pourrait être simplifiée selon le cas des sols saturés, secs et non saturés.

En conditions saturées; quand le degré de saturation est de 100%, les coefficients de changement de volume de l'air  $m_1^a$  et  $m_2^a$  deviennent nuls. On considère aussi que le coefficient de diffusion de l'air tend vers 0. Quand la phase d'air existe sous la forme des bulles occluses dans l'eau, la phase d'eau devient compressible. Dans ce cas, la résolution de l'équation différentielle doit être adaptée au fluide compressible.

En conditions sèches ( $S_r \sim 0\%$ ), la contribution de la succion matricielle au changement de volume de sol devient négligeable de telle sorte que les coefficients de changement de volume  $m_2^s$  et  $m_2^w$  et  $m_2^a$  tendent vers 0. Dans ce cas, le changement de volume est contrôlé un peu par la variation de la contrainte normale nette. Le changement de volume du sol est égal au changement de volume de la phase d'air. Le coefficient de diffusion de l'air  $D_a^*$  est alors constant ( $D_d^*$ ). L'équation (2-9) est pour décrire la variation de  $u_a$  durant la consolidation pour un sol sec et compressible devient :

$$\frac{\partial u_a}{\partial t} = \frac{D_d^*}{\left( \frac{\omega_a}{RT} \right) (m_{1k}^a \bar{u}_a + n)} \frac{\partial^2 u_a}{\partial y^2} \quad (2-10)$$

Dans le cas où le sol sec est rigide, les coefficients de changement de volume  $m_1^a$  et  $m_1^s$  deviennent nulles. L'équation (2-10) devient (Blight, 1971) :

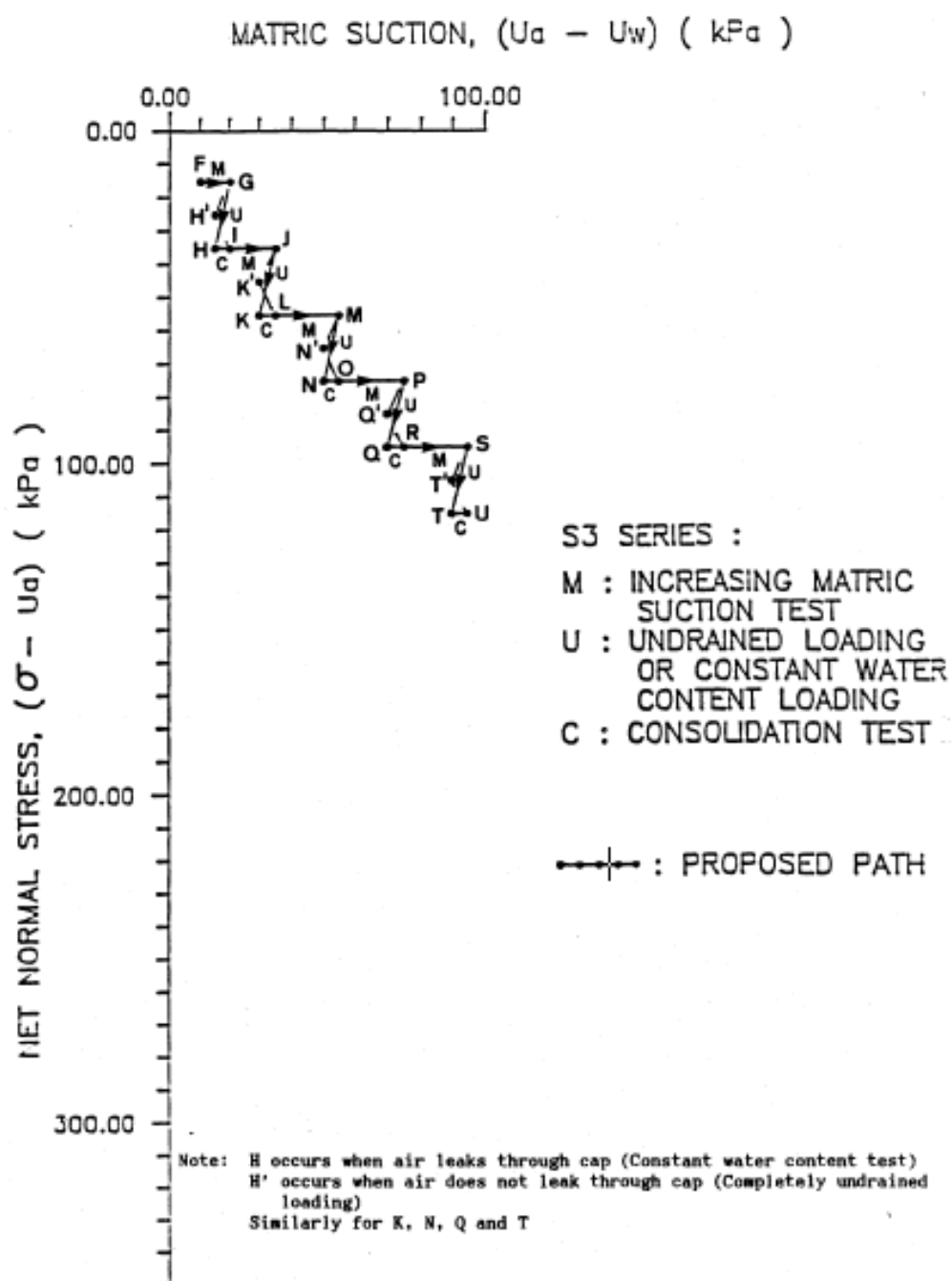
$$\frac{\partial u_a}{\partial t} = \frac{\frac{D_d^*}{n}}{\left(\frac{\omega_a}{RT}\right)} \frac{\partial^2 u_a}{\partial y^2} \quad (2-11)$$

Pour un sol non saturé, les pressions de l'eau et de l'air sont générées d'une façon simultanée en réponse à un chargement. L'équation (2-9) qui décrit la dissipation des pressions d'air devient :

$$\frac{\partial u_a}{\partial t} = -C_a \frac{\partial u_w}{\partial t} + c_v^a \frac{\partial^2 u_a}{\partial y^2} + \frac{c_v^a}{D_a^*} \frac{\partial D_a^*}{\partial y} \frac{\partial u_a}{\partial y} \quad (2-12)$$

- $C_a$  : constante associée à l'équation différentielle de la phase de l'air
- $c_v^a$  : coefficient de consolidation de la phase d'air

**ANNEXE 3 : EXEMPLE DES CONDITIONS DES ESSAIS DE  
COMPRESSION DES SOLS NON SATURÉS (SÉRIE S3) (TIRÉ DE  
RAHARDJO, 1990)**



**ANNEXE 3 : A) ESSAI DE RÉTENTION D'EAU EN CELLULE TEMPE; B) ESSAIS DE RETRAIT POUR LE SOL ÉTUDIÉ DE TYPE ML (HIHWAY PIT) (TIRÉ DE RAHARDJO, 1990) (SUITE)**

a)

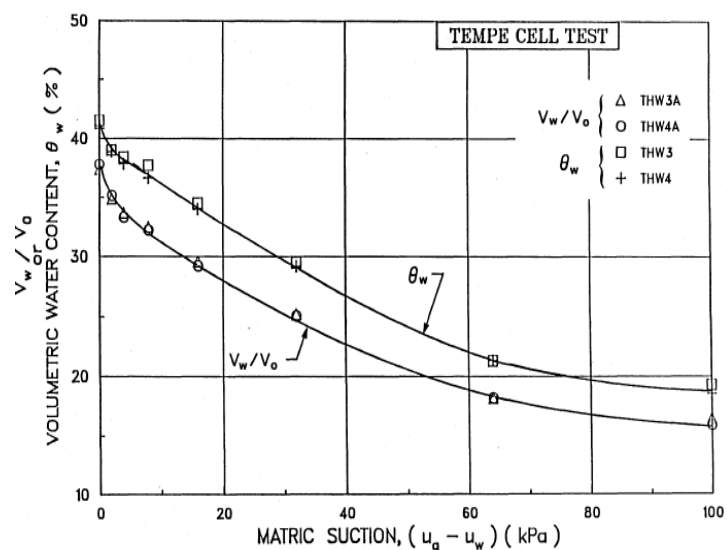
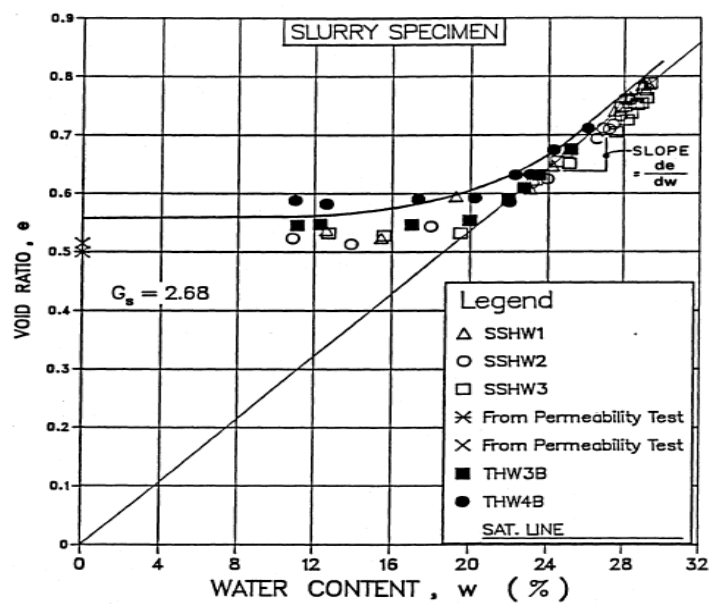


Fig. B3  $(V_w/V_o)$  and  $\theta_w$  versus matric suction curves for Highway pit soil

b)



**ANNEXE 3 : A) ESSAI DE RÉTENTION D'EAU EN CELLULE TEMPE; B) ESSAIS DE RETRAIT POUR LE SOL ÉTUDIÉ DE TYPE ML (HIHWAY PIT) (TIRÉ DE RAHARDJO, 1990) (SUITE)**

a)

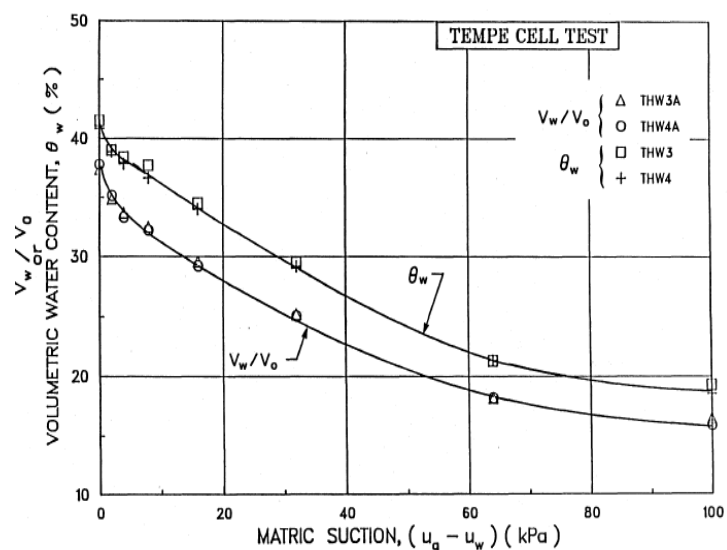
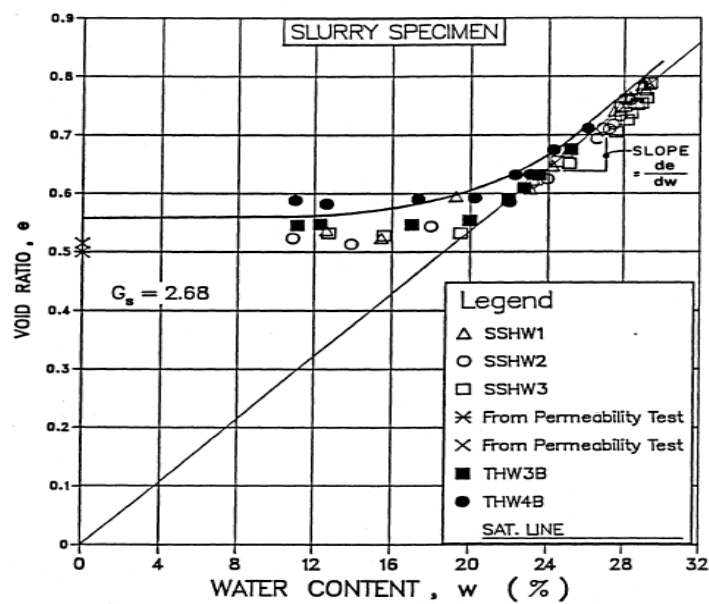
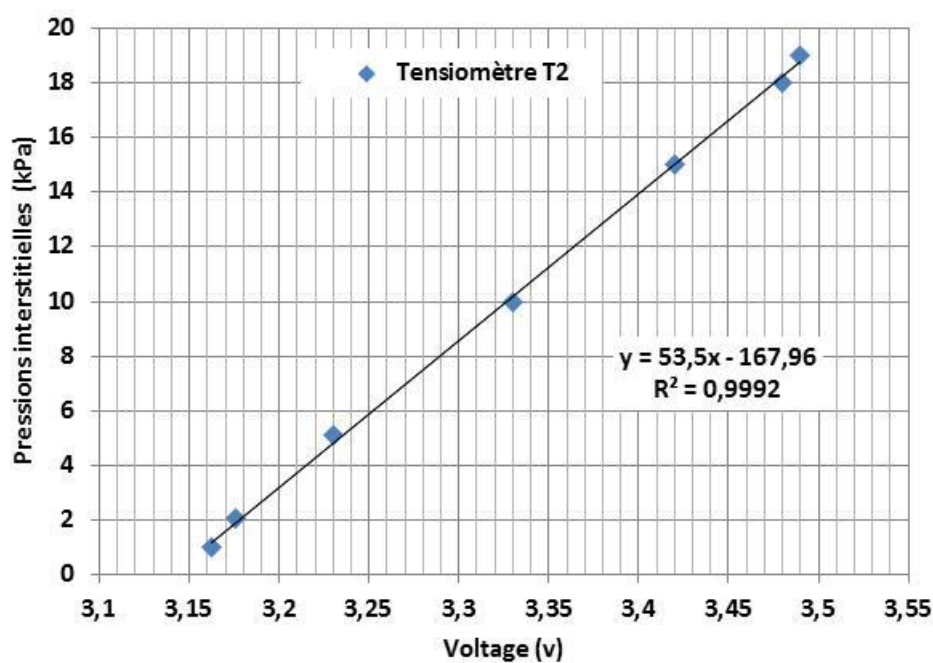
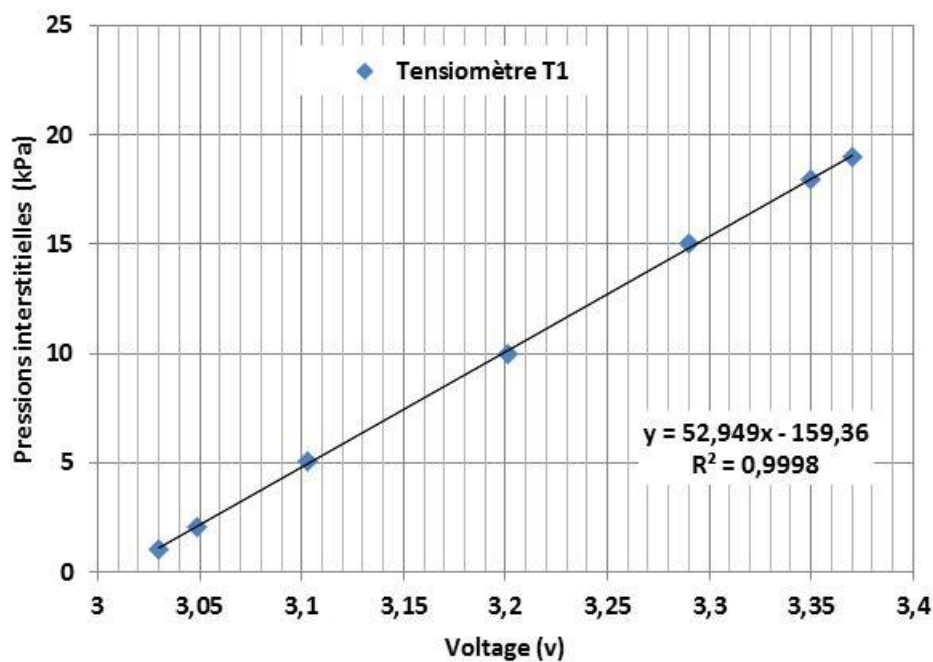


Fig. B3  $(V_w/V_o)$  and  $\theta_w$  versus matric suction curves for Highway pit soil

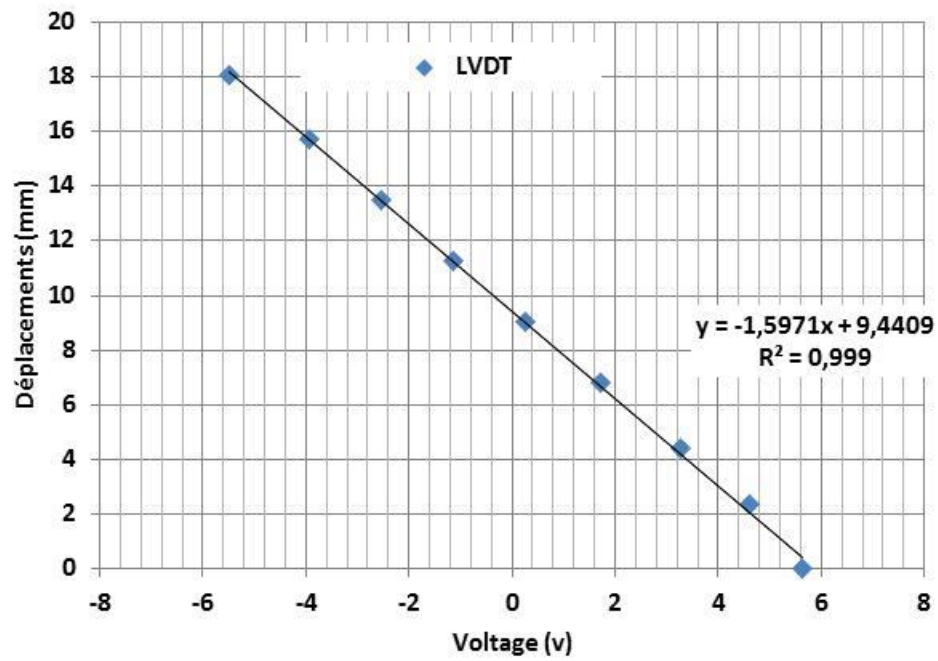
b)



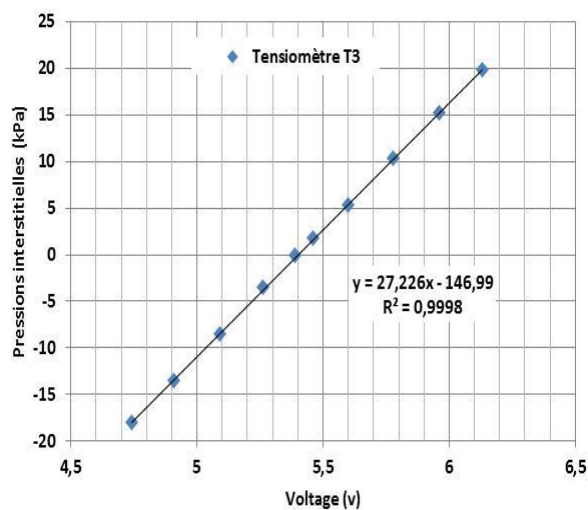
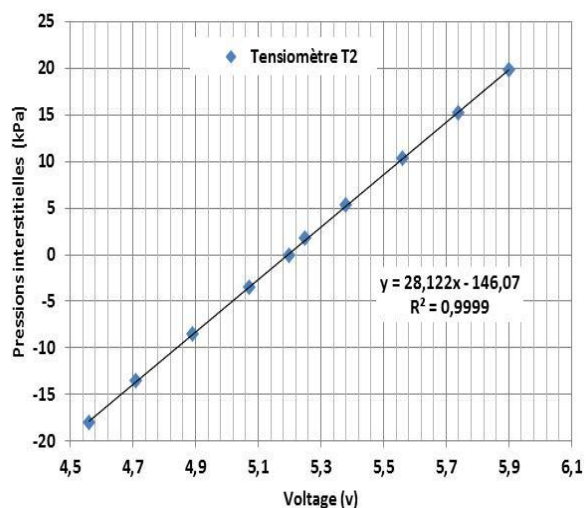
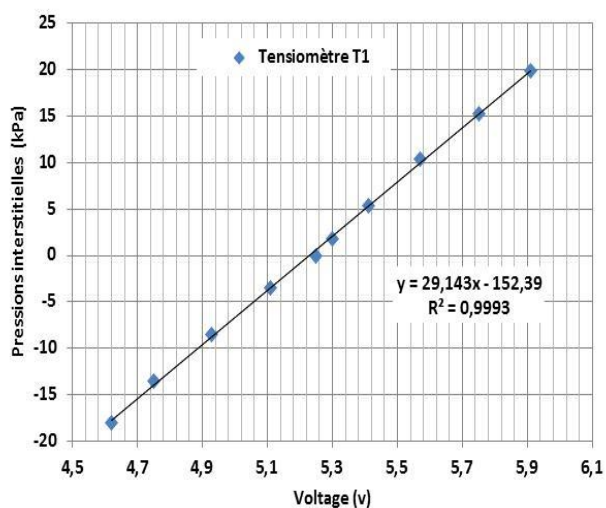
**ANNEXE 4: COURBE DE CALIBRATION DES TENSIONNÈTRES (1 ET 2)**  
**OMEGA PX243-50BG (0-50 PSI) POUR LES ESSAIS DE COMPRESSION 1**  
**ET 2 SUR DES RÉSIDUS SATURÉS**



**ANNEXE 5: COURBE DE CALIBRATION CAPTEUR DE  
DÉPLACEMENT LVDT POUR LES ESSAIS DE COMPRESSION 1 ET 2  
DES RÉSIDUS SATURÉS**

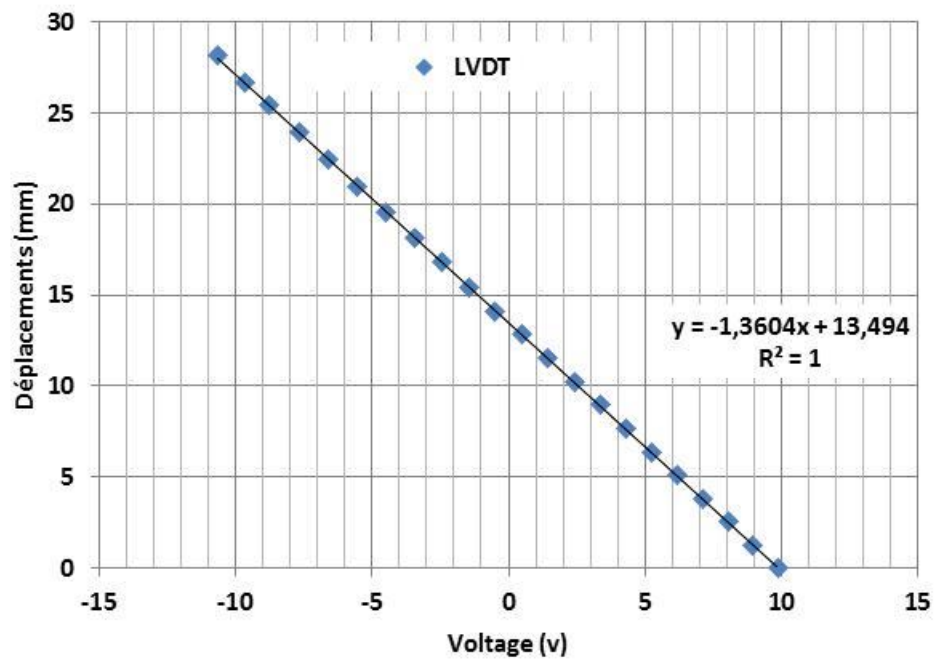


## ANNEXE 6: COURBE DE CALIBRATION DES TENSIONNOMÈTRES OMEGA PX243-15BG (+/- 15 PSI) POUR L'ESSAI DE COMPRESSION 3 DES RÉSIDUS SATURÉS

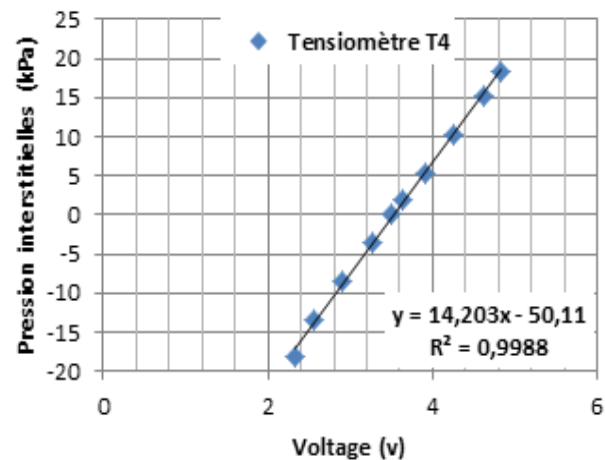
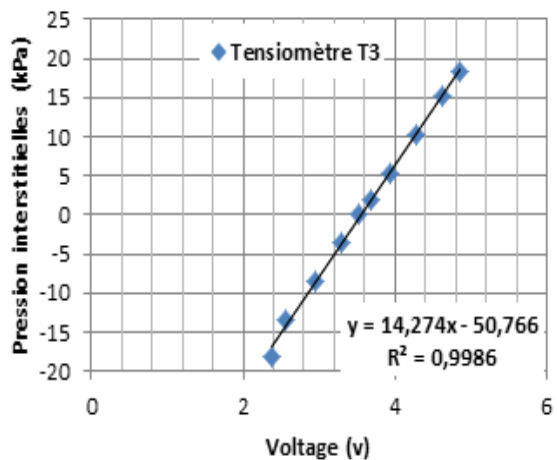
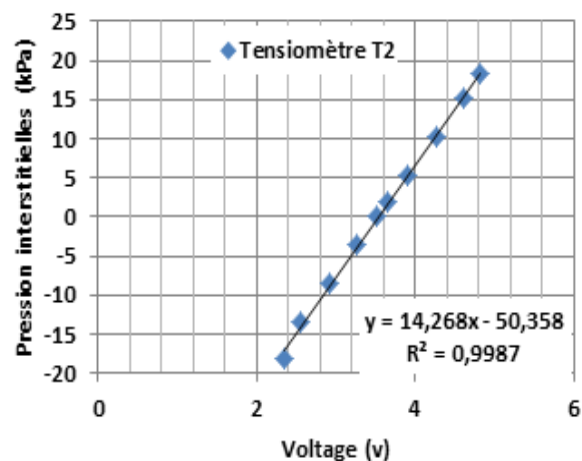
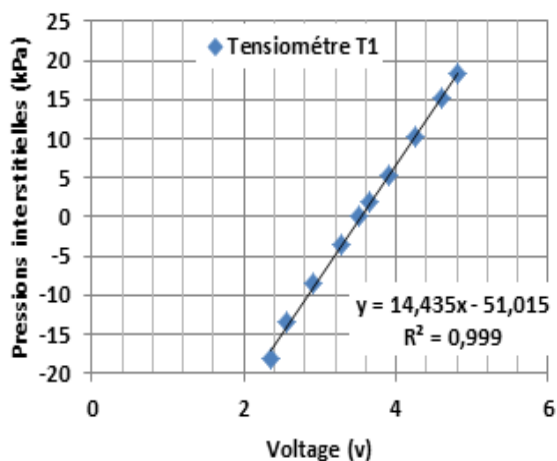




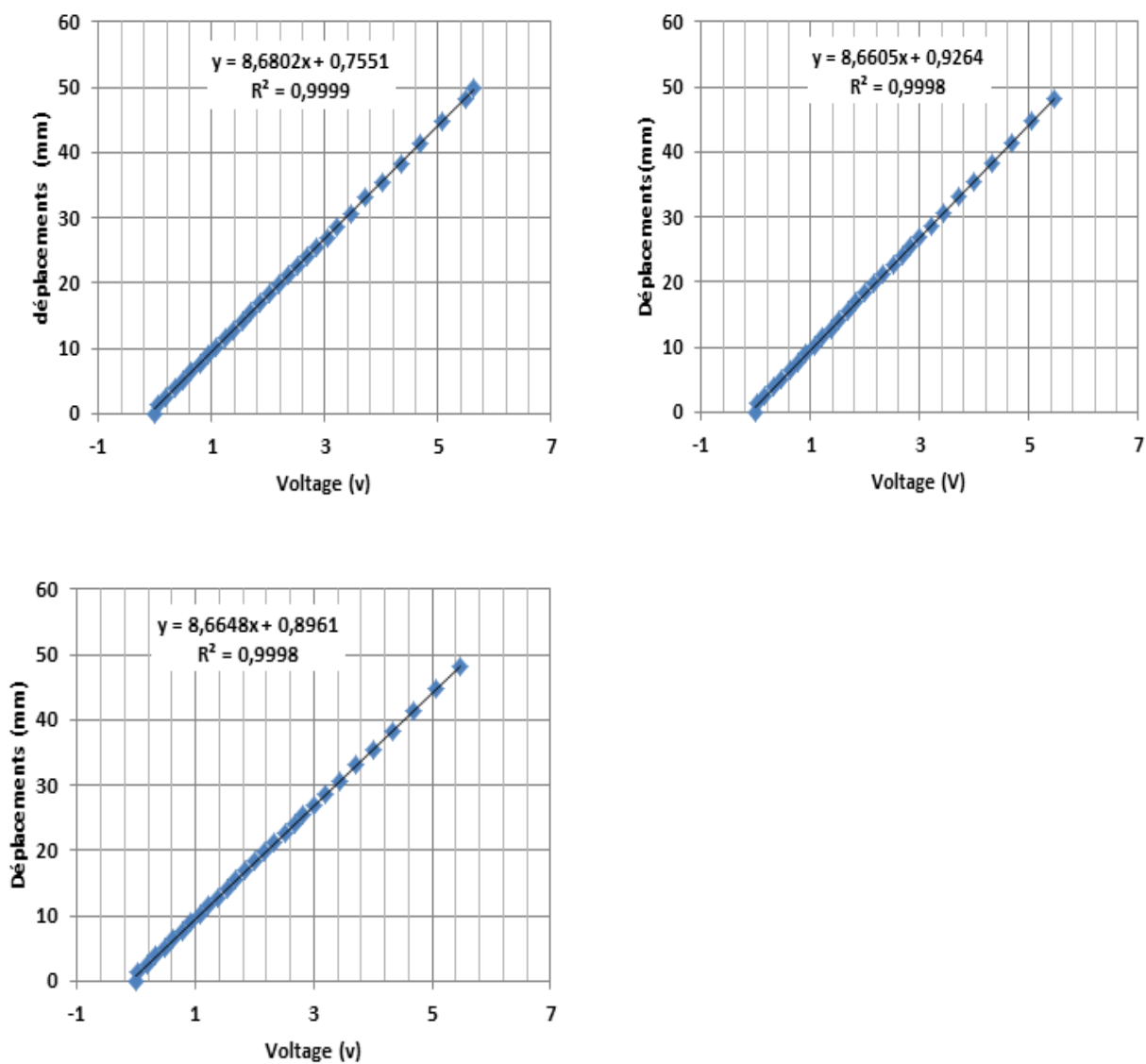
**ANNEXE 7: COURBE DE CALIBRATION DU LVDT UTILISÉ DURANT  
L'ESSAI DE COMPRESSION 3 SUR DES RÉSIDUS SATURÉS**



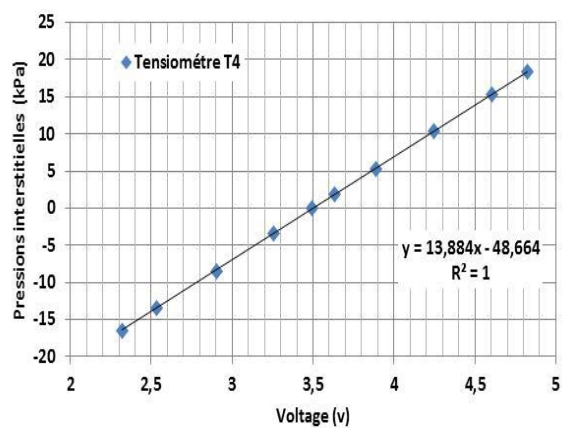
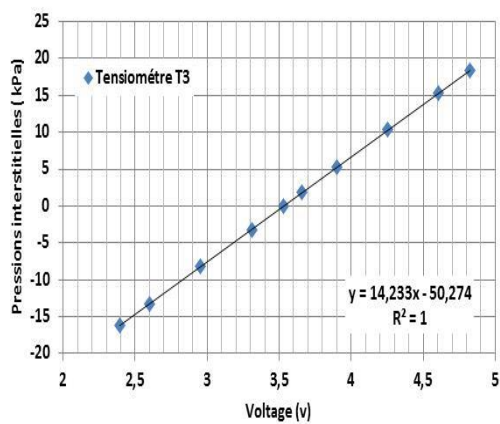
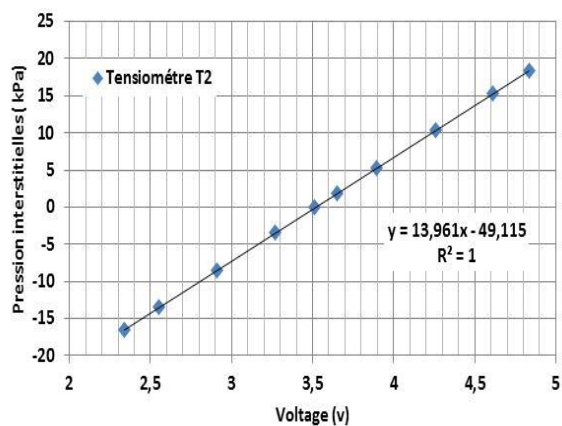
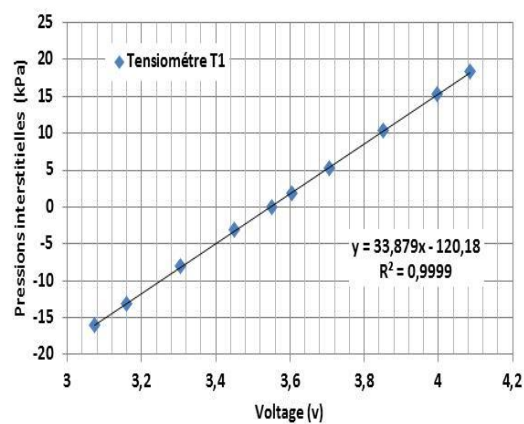
**ANNEXE 8: CALIBRATION DES TENSIONNOMÈTRES OMEGA PX243-5BG  
(+/- 5 PSI) POUR L'ESSAI DE COMPRESSION 4 ET 5 DES RÉSIDUS À  
L'ÉTAT SATURÉ.**



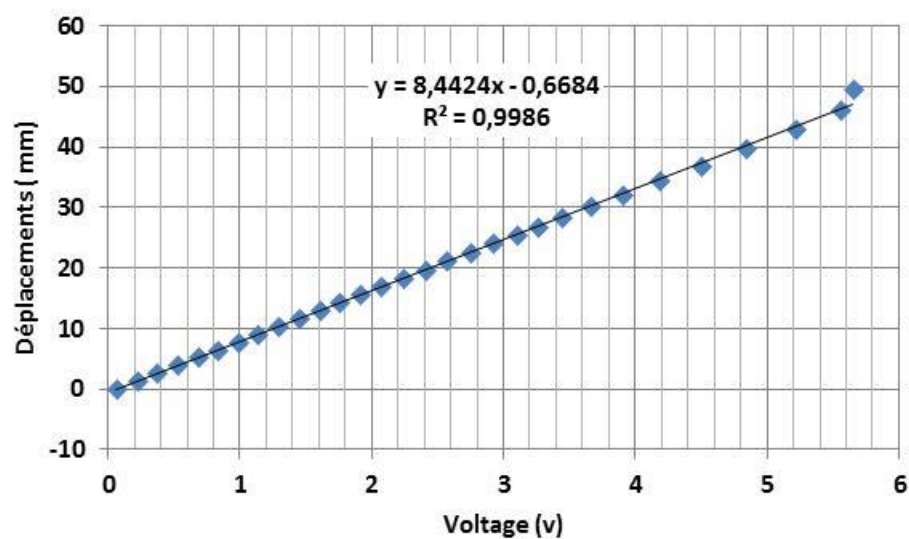
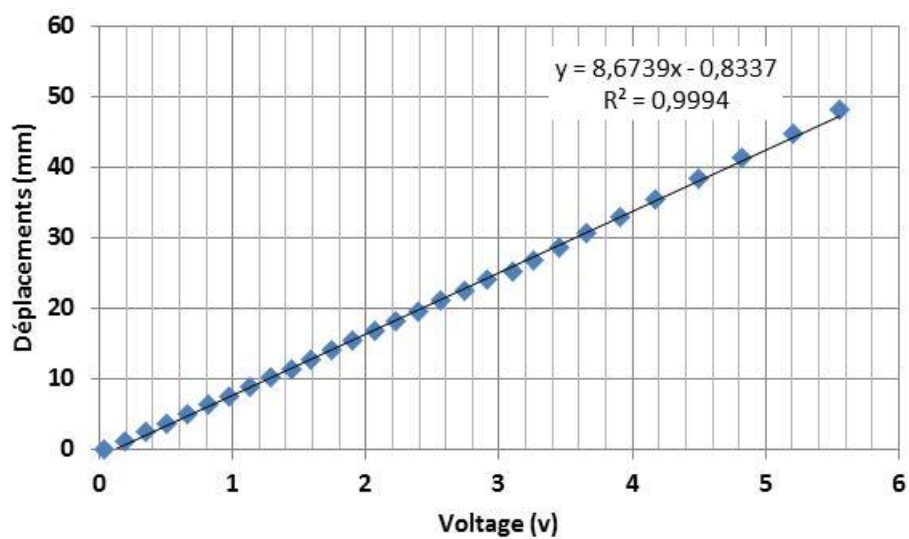
**ANNEXE 9: COURBE DE CALIBRATION DU LVDT T50 UTILISÉ  
DURANT LES ESSAIS DE COMPRESSION 4 ET 5 SUR DES RÉSIDUS  
SATURÉS**



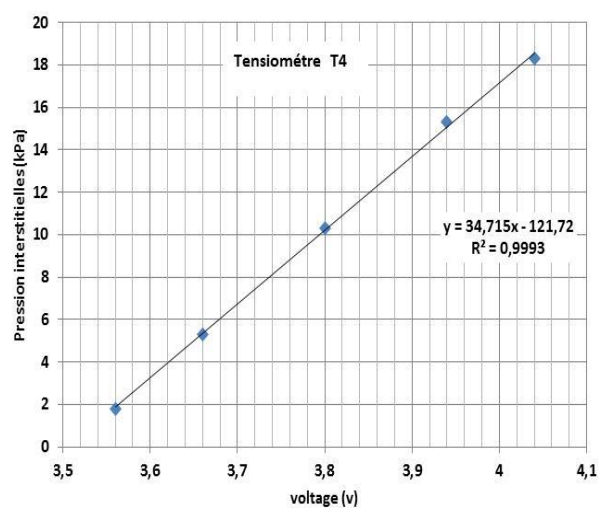
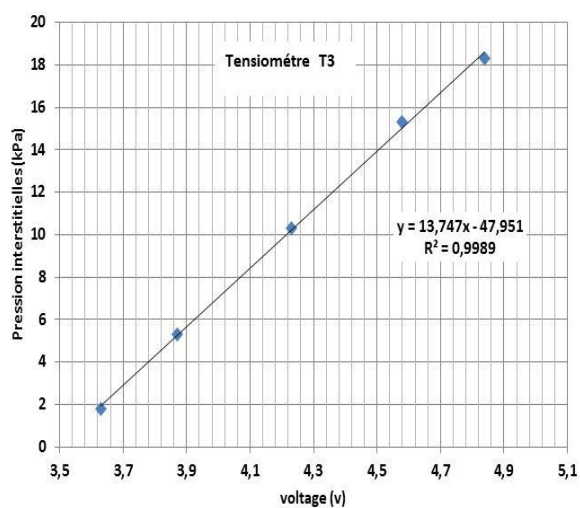
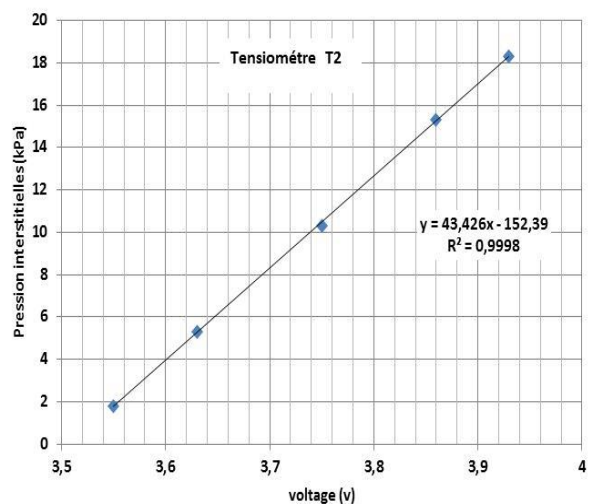
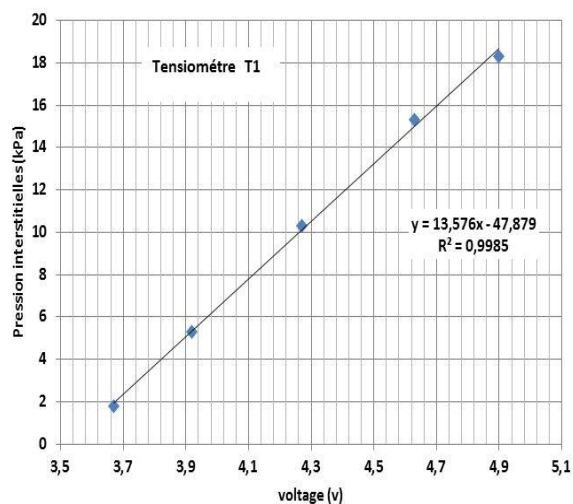
# **ANNEXE 10 : CALIBRATION DES TENSIONNOMÈTRES OMEGA PX243-5BG (+/- 5 PSI) POUR L'ESSAI DE COMPRESSION 6 DES RÉSIDUS SATURÉS.**



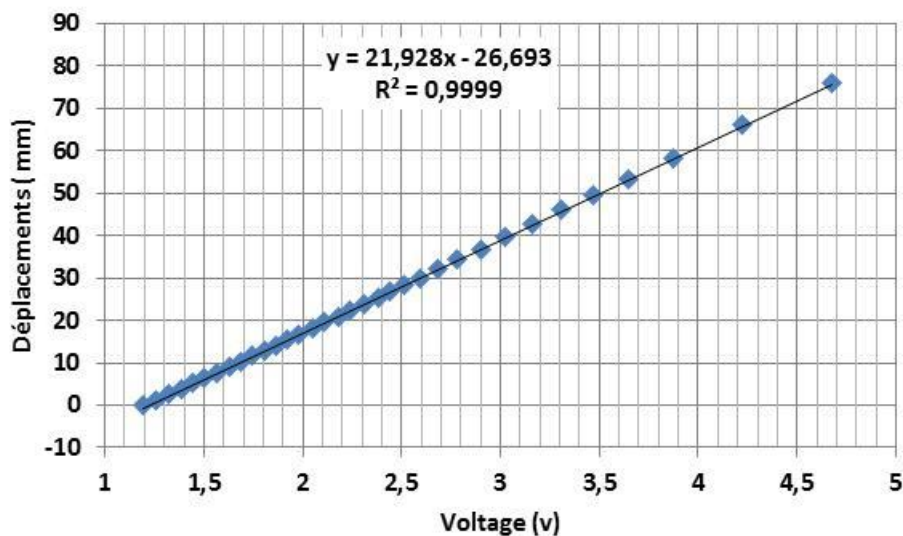
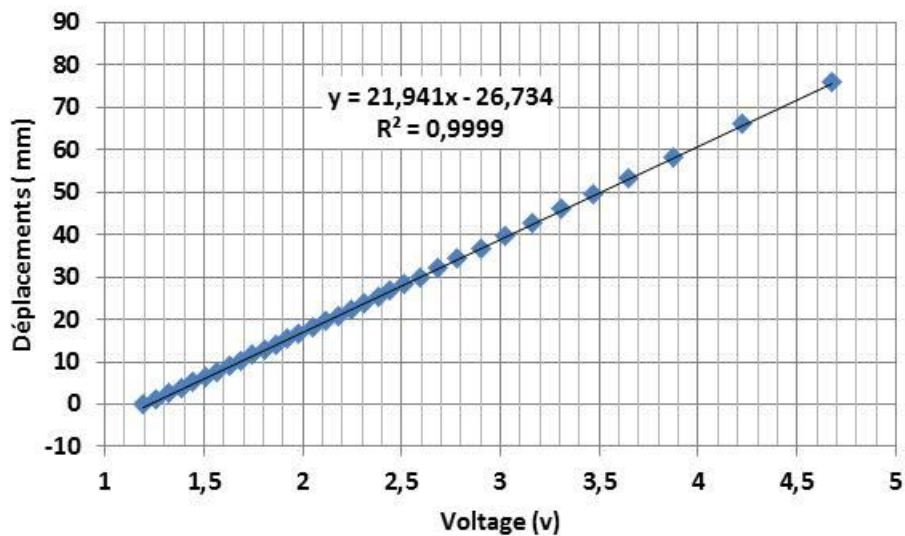
**ANNEXE 11: COURBE DE CALIBRATION DU LVDT T50 UTILISÉ  
DURANT L'ESSAI DE COMPRESSION 6 SUR DES RÉSIDUS SATURÉS**



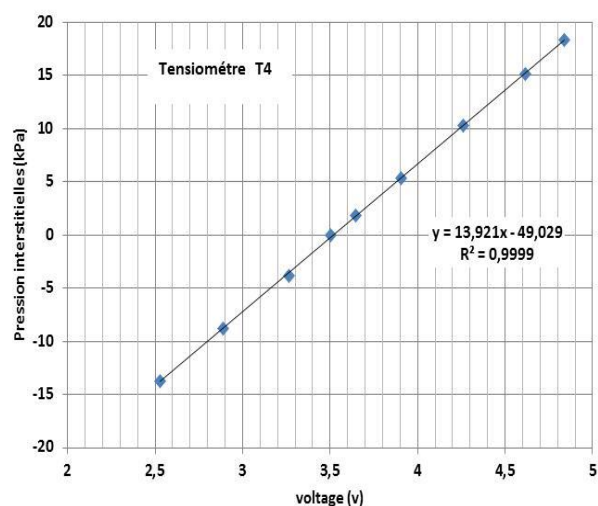
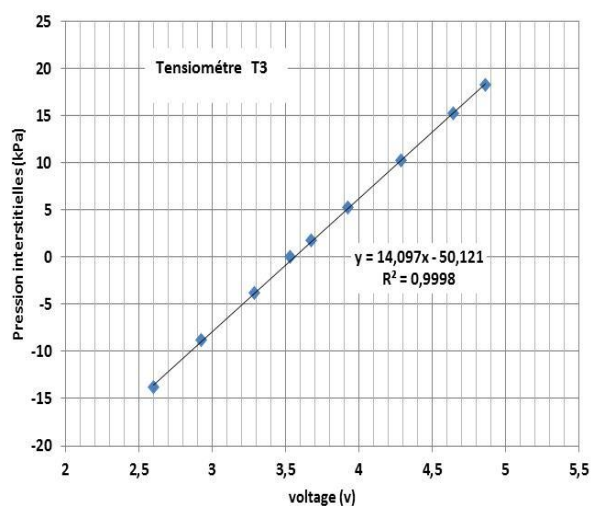
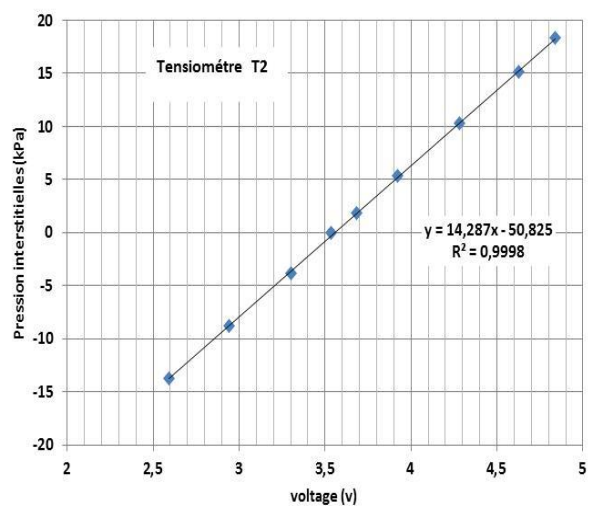
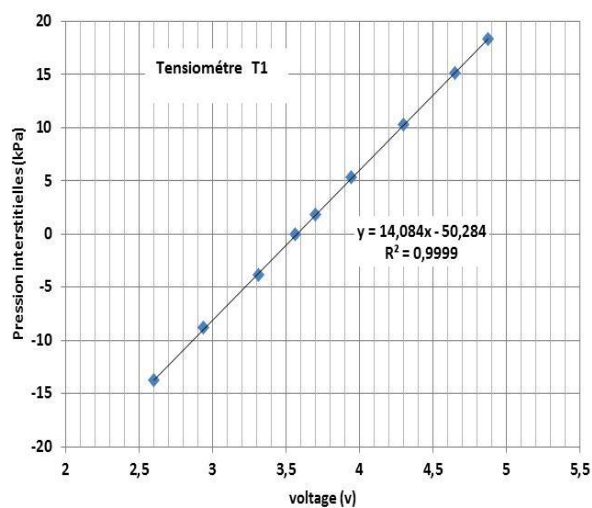
**ANNEXE 12 : COURBE DE CALIBRATION DES TENSIONNOMÈTRES (T1 ET T3) OMEGA PX243-5BG (+/- 5 PSI) ET LES TENSIONNOMÈTRES (T2 E T4) OMEGA PX243-15BG (+/- 5 PSI) POUR L'ESSAI DE COMPRESSION 7 DES RÉSIDUS SATURÉS.**



**ANNEXE 13 : COURBE DE CALIBRATION DU CAPTEUR  
MICROSONIQUE À ULTRASON MICR+25 (HOSKIN SCIENTIFIQUE)  
POUR L'ESSAI DE COMPRESSION 7 SUR DES RÉSIDUS SATURÉS ET  
LES ESSAIS 1 À 6 POUR LES ESSAIS DE COMPRESSION SUR DES  
RÉSIDIUS NON SATURÉS**

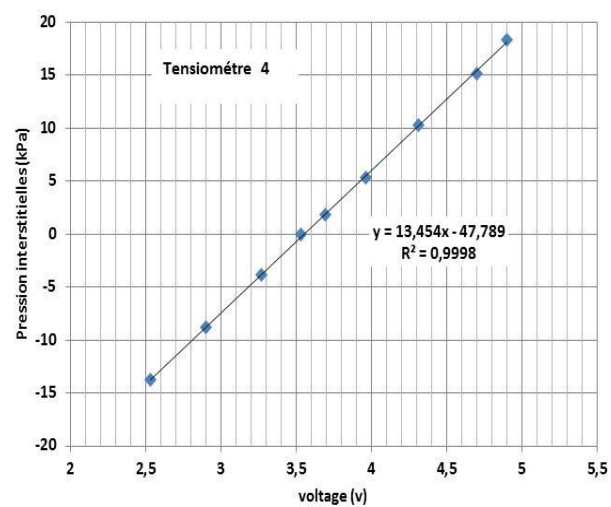
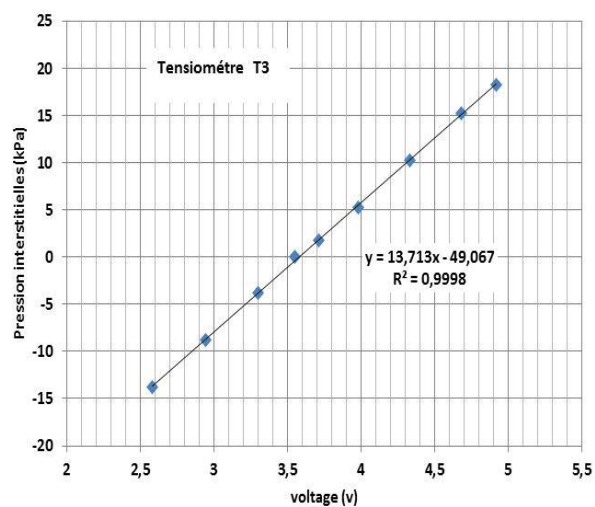
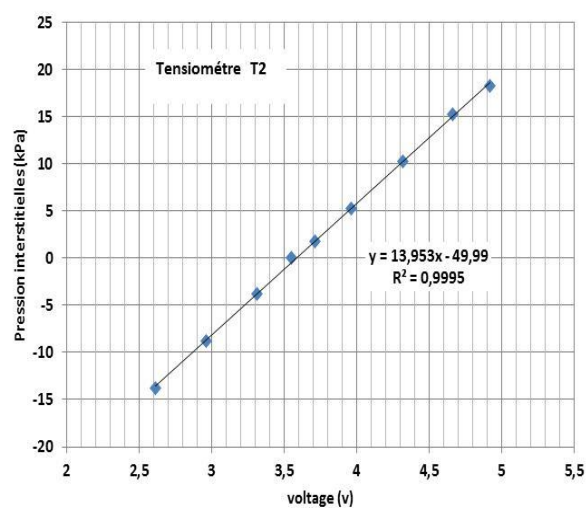
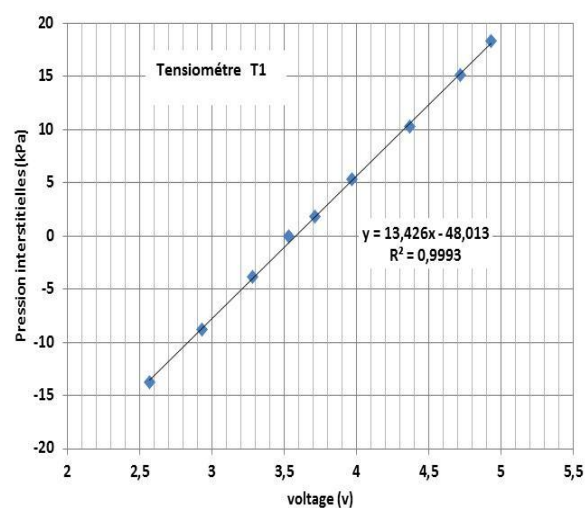


**ANNEXE 14: COURBE DE CALIBRATION DES TENSIONNÈTRES**  
**OMEGA PX243-5BG (+/- 5 PSI) POUR L'ESSAI DE COMPRESSION 1 ( $\Psi =$**   
**5 KPA) ET 2 ( $\Psi = 10$  KPA) SUR DES RÉSDIUS NON SATURÉS.**

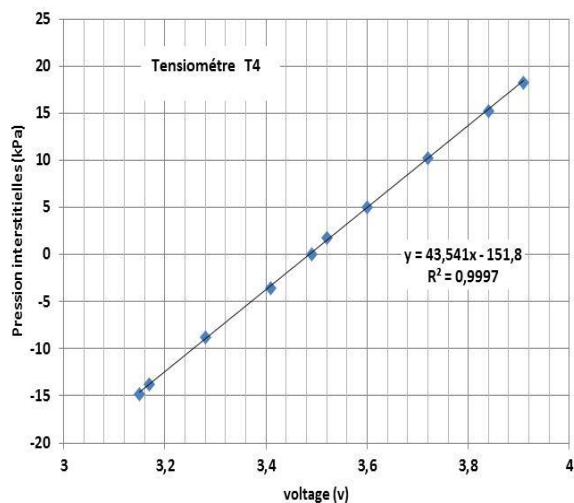
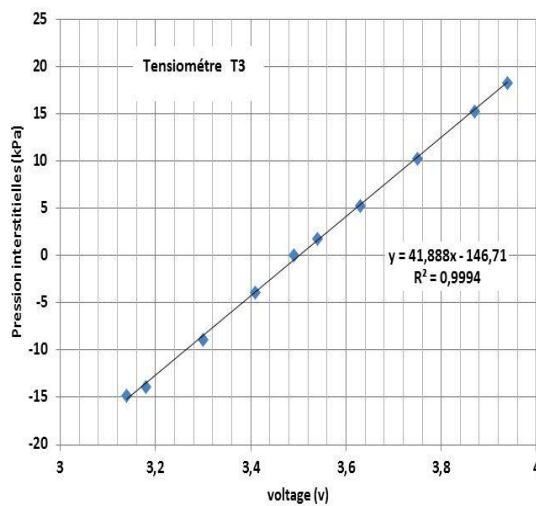
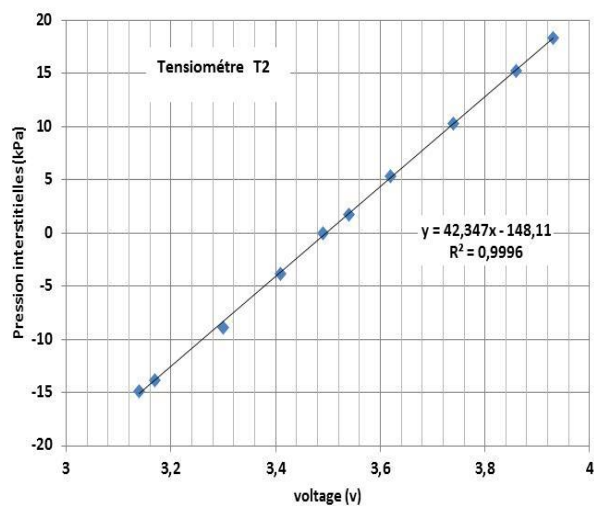
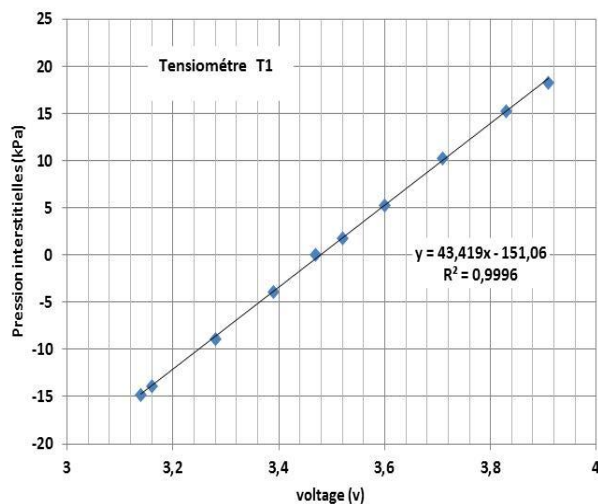




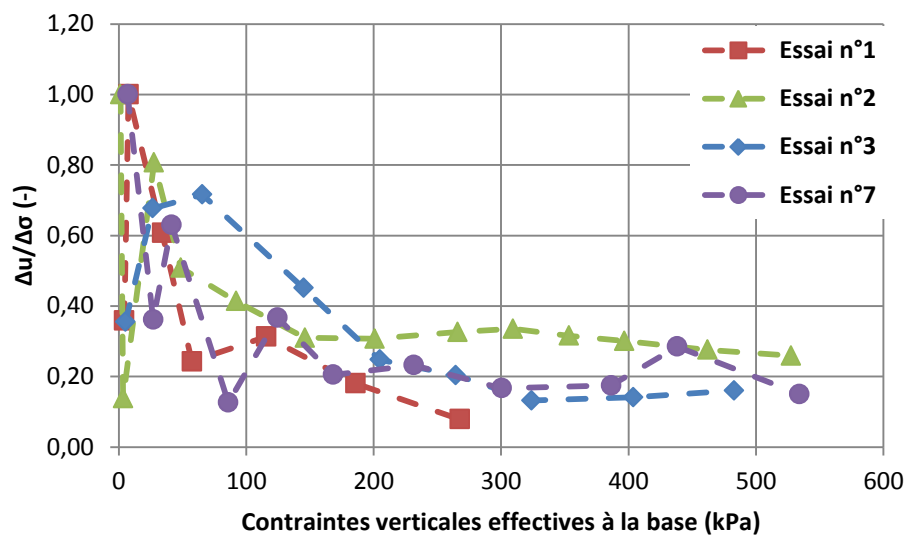
**ANNEXE 15 : COURBE DE CALIBRATION DES TENSIONNOMÈTRES  
OMEGA PX243-5BG (+/- 5 PSI) POUR LES ESSAIS DE COMPRESSION 3  
( $\Psi=20\text{KPA}$ ), 4 ( $\Psi=30\text{KPA}$ ) ET 5 ( $\Psi=43\text{KPA}$ ) SUR DES RÉSIDUS NON  
SATURÉS.**



**ANNEXE 16 : COURBE DE CALIBRATION DES TENSIONNÈTRES**  
**OMEGA PX243-15BG (+/- 15 PSI) POUR L'ESSAI DE COMPRESSION 6**  
**(  $\Psi=73\text{KPa}$ ) SUR DES RÉSDIUS NON SATURÉS**



**ANNEXE 17: ÉVOLUTION DU RAPPORT  $\Delta u/\Delta \sigma_v$  EN FONCTION DES  
CONTRAINTES EFFECTIVES POUR LES ESSAIS DE COMPRESSION  
SATURÉE 1 À 3 ET 7.**



**ANNEXE 18: PARAMÈTRES D'ÉVALUATION DE L'EFFET DE LA  
FRICTION AUX PAROIS INTERNES DE LA COLONNE DE  
COMPRESSION SUR DES RÉSIDUS SATURÉS**

**Essai 1**

	<b>Palier 1</b>	<b>Palier 2</b>	<b>Palier 3</b>	<b>Palier 4</b>	<b>Palier 5</b>	<b>Palier 6</b>	<b>Palier 7</b>
<b><math>u_0</math> (kPa)</b>	3,5	3,7	4,79	3,86	3,64	5,3	5,9
<b><math>u_{\max}</math> (kPa)</b>	6,30	11,84	21,47	9,30	21,85	18,26	12,38
<b><math>\Delta u</math> (kPa)</b>	2,80	8,14	16,68	5,44	18,21	12,96	6,48
<b><math>\sigma_v</math> (kPa)</b>	7,80	11,32	38,77	61,21	119,35	191,10	273,47
<b><math>\sigma'_v</math> (kPa)</b>	4,30	7,62	33,98	57,35	115,71	186	268
<b><math>\Delta \sigma</math> (kPa)</b>	8	4	27	22	58	72	82
<b><math>\Delta u / \Delta \sigma</math> (-)</b>	0,36	1,00	0,61	0,24	0,31	0,18	0,08
<b><math>1 - \Delta u / \Delta \sigma</math> (-)</b>	0,64	0,00	0,39	0,76	0,69	0,82	0,92
<b>S (kN)</b>	0,04	0,00	0,12	0,37	0,65	1,25	2,01
<b>P (kN)</b>	0,06	0,09	0,31	0,49	0,95	1,52	2,18

**Essai 2**

	Palier 1	Palier 2	Palier 3	Palier 4	Palier 5	Palier 6	Palier 7	Palier 8	Palier 9	Palier 10	Palier 11	Palier 12
<b>u<sub>0</sub> (kPa)</b>	5,3	5,57	3,08	3,84	4,03	4,43	4,21	4,38	4,4	4,17	4,2	4,4
<b>u<sub>max</sub> (kPa)</b>	28,52	5,91	20,59	14,92	22,06	21,31	20,93	25,69	19,01	17,92	17,30	22,43
<b>Δu (kPa)</b>	23,22	0,34	17,51	11,08	18,03	16,88	16,72	21,31	14,61	13,75	13,10	18,03
<b>σ<sub>v</sub> (kPa)</b>	6,54	9,00	31	52	96	150	205	270	314	357	401	466
<b>σ<sub>v</sub> (kPa)</b>	1,24	3,43	27,62	48,64	92,01	146,06	200,73	265,91	309,45	353,24	396,77	461,91
<b>Δσ(kPa)</b>	6,54	2,46	21,70	21,78	43,56	54,45	54,45	65,34	43,56	43,56	43,56	65,34
<b>Δu/Δσ (-)</b>	1	0,14	0,81	0,51	0,41	0,31	0,31	0,33	0,34	0,32	0,30	0,28
<b>1-Δu/Δσ (-)</b>	0,00	0,86	0,19	0,49	0,59	0,69	0,69	0,67	0,66	0,68	0,70	0,72
<b>S (kN)</b>	0,00	0,06	0,05	0,21	0,45	0,83	1,13	1,45	1,66	1,95	2,23	2,69
<b>P (kN)</b>	0,05	0,07	0,24	0,42	0,76	1,20	1,63	2,15	2,50	2,85	3,19	3,71

**Essai 3**

	Palier 1	Palier 2	Palier 3	Palier 4	Palier 5	Palier 6	Palier 7	Palier 8	Palier 9
<b><math>u_0</math> (kPa)</b>	3,29	3,13	3,75	3,82	3,63	3,58	3,54	3,23	3,53
<b><math>u_{\max}</math> (kPa)</b>	5,00	17,37	32,20	39,64	18,38	15,71	11,40	14,42	16,24
<b><math>\Delta u</math> (kPa)</b>	1,71	14,24	28,45	35,82	14,75	12,13	7,86	11,19	12,71
<b><math>\sigma_v</math> (kPa)</b>	9	30	69	149	208	268	328	407	486
<b><math>\Delta \sigma</math> (kPa)</b>	5	21	40	79	60	60	60	79	79
<b><math>\sigma'_v</math> (kPa)</b>	5	27	66	145	205	264	324	404	483
<b><math>\Delta u / \Delta \sigma</math> (-)</b>	0,36	0,68	0,72	0,45	0,25	0,20	0,13	0,14	0,16
<b><math>1 - (\Delta u / \Delta \sigma)</math></b>	0,64	0,32	0,28	0,55	0,75	0,80	0,87	0,86	0,84
<b>S (kN)</b>	0,04	0,08	0,16	0,65	1,25	1,70	2,26	2,78	3,25
<b>P (kN)</b>	0,068	0,236	0,552	1,185	1,659	2,133	2,608	3,240	3,873

**Essai 4**

	Palier 1	Palier 2	Palier 3	Palier 4	Palier 5	Palier 6	Palier 7	Palier 8	Palier 9	Palier 10	Palier 11	Palier 12	Palier 13
$u_0$ (kPa)	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85
$u_{\max}$ (kPa)	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
$\Delta u$ (kPa)	3	2	17	38	38	38	36	38	37	27	21	24	26
$\sigma_v$ (kPa)	3	5	23	66	109	152	195	239	282	325	368	411	454
$\Delta \sigma_v$ (kPa)	3	2	18	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43
$\Delta u / \Delta \sigma$ (-)	1	1	0,92	0,88	0,88	0,88	0,84	0,89	0,84	0,63	0,49	0,56	0,6
$1 - (\Delta u / \Delta \sigma)$	0	0	0,08	0,12	0,12	0,12	0,16	0,11	0,16	0,37	0,51	0,44	0,4
S (kN)	0	0	0,015	0,064	0,103	0,144	0,25	0,213	0,354	0,967	1,497	1,436	1,449
P (kN)	0,023	0,037	0,183	0,526	0,869	1,213	1,556	1,899	2,245	2,588	2,931	3,275	3,618

**Essai 5**

	Palier 1	Palier 2	Palier 3	Palier 4	Palier 5	Palier 6	Palier 7	Palier 8	Palier 9	Palier 10	Palier 11	Palier 12	Palier 13
$u_0$ (kPa)	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85
$u_{\max}$ (kPa)	5	4	19	40	40	40	38	40	38	29	23	26	28
$\Delta u$ (kPa)	3	2	17	38	38	38	36	38	37	27	21	24	26
$\sigma_v$ (kPa)	3	5	23	66	109	152	195	239	282	325	368	411	454
$\Delta \sigma$ (kPa)	3	2	18	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43
$\Delta u / \Delta \sigma$ (-)	1	1	0,92	0,88	0,88	0,88	0,84	0,89	0,84	0,63	0,49	0,56	0,60
$1 - (\Delta u / \Delta \sigma)$	0	0	0,08	0,12	0,12	0,12	0,16	0,11	0,16	0,37	0,51	0,44	0,40
$S$ (kN)	0	0	0,015	0,064	0,103	0,144	0,250	0,213	0,354	0,967	1,497	1,436	1,449
$P$ (kN)	0,023	0,037	0,183	0,526	0,869	1,213	1,556	1,899	2,245	2,588	2,931	3,275	3,618



**Essai 6**

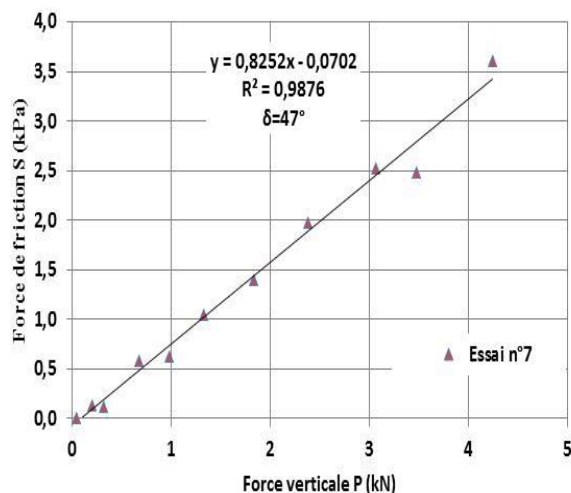
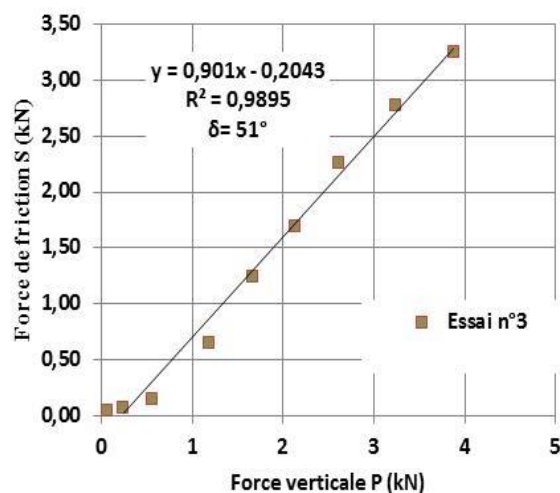
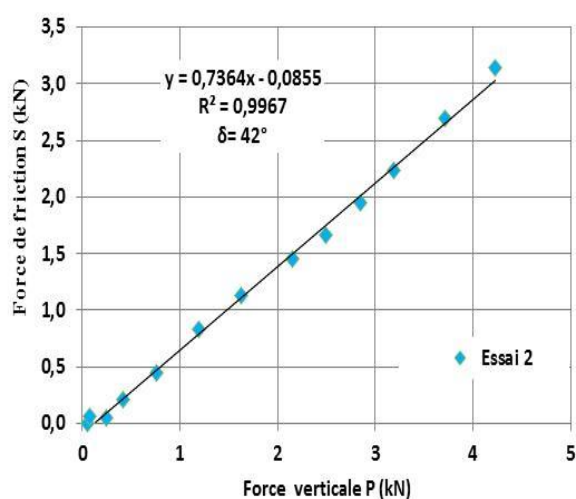
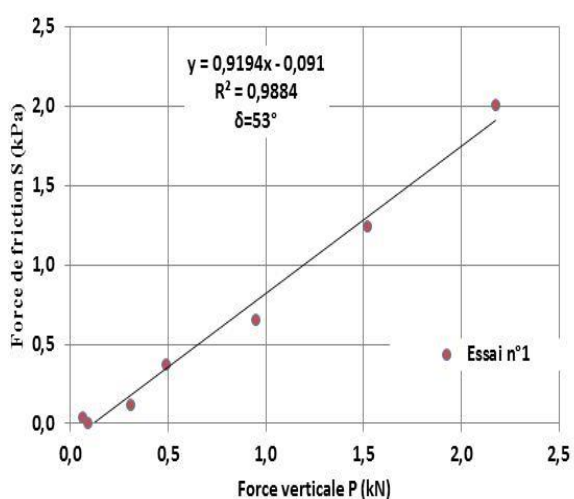
	Palier 1	Palier 2	Palier 3	Palier 4	Palier 5	Palier 6	Palier 7	Palier 8	Palier 9	Palier 10	Palier 11
<b>u0 (kPa)</b>	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85
<b>u<sub>max</sub> (kPa)</b>	4,65	3,70	21,19	29,82	35,85	44,12	35,60	44,65	50,97	63,64	69,65
<b>Δu (kPa)</b>	2,80	1,85	19,34	27,97	34,00	42,27	33,75	42,80	49,12	61,79	67,80
<b>σ<sub>v</sub> (kPa)</b>	3,34	4,59	23,71	55,60	93,83	137	180	244	307	394	490
<b>Δσ (kPa)</b>	2	1	19	32	38	43	43	64	64	86	96
<b>Δu/Δσ (-)</b>	1	1	1,00	0,88	0,89	0,99	0,78	0,67	0,77	0,72	0,70
<b>1-Δu/Δσ (-)</b>	0	0	0	0,12	0,11	0,01	0,22	0,33	0,23	0,28	0,30
<b>S (kN)</b>	0	0	0	0,05	0,08	0,01	0,31	0,64	0,56	0,89	1,16
<b>P (kN)</b>	0,03	0,04	0,19	0,44	0,75	1,09	1,43	1,94	2,45	3,13	3,90

**Essai 7**

	Palier 1	Palier 2	Palier 3	Palier 4	Palier 5	Palier 6	Palier 7	Palier 8	Palier 9	Palier 10	Palier 11
$u_0$ (kPa)	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85
$u_{\max}$ (kPa)	19,00	9,12	11,00	7,44	16,07	10,79	16,55	13,33	16,84	16,63	16,27
$\Delta u$ (kPa)	17,15	7,27	9,15	5,59	14,22	8,94	14,70	11,48	14,99	14,78	14,42
$\sigma_v$ (kPa)	5,03	25,14	39,65	84,03	123	166	230	299	384	436	532
$\sigma'_v$ (kPa)	6,88	26,99	41,50	85,88	124,62	168,20	231,54	300,42	386,31	438,18	534,17
$\Delta \sigma$ (kPa)	5	20	15	44	39	44	63	69	86	52	96
$\Delta u / \Delta \sigma$ (-)	1	0,36	0,63	0,13	0,37	0,21	0,23	0,17	0,17	0,28	0,15
$1 - \Delta u / \Delta \sigma$ (-)	0,00	0,64	0,37	0,87	0,63	0,79	0,77	0,83	0,83	0,72	0,85
S (kN)	0,00	0,13	0,12	0,58	0,62	1,05	1,40	1,98	2,53	2,48	3,60
P (kN)	0,04	0,20	0,32	0,67	0,98	1,32	1,83	2,38	3,06	3,47	4,24

## ANNEXE 19: RELATION GRAPHIQUE QUI PERMET L'ESTIMATION DE LA VALEUR DU COEFFICIENT DE FRICTION À PARTIR DE LA MESURE DE LA VARIATION DES PRESSIONS INTERSTITIELLES INITIALES (EN EXCÈS)

Pour les essais de compression saturée 1 à 3 et 7 (angle de friction surestimée à cause des mesures moins précises des pressions interstitielles pour les essais 1 à 3 et pour l'essai 7 les bouchons en céramique ont été partiellement colmatés)



**ANNEXE 20 : ÉVALUATION DES CONTRAINTES VERTICALES AVEC  
EFFET DE LA FRICTION POUR LES ESSAIS DE COMPRESSION 1 À 7  
SUR LES RÉSIDUS CM À L'ÉTAT SATURÉ ET LES ESSAIS 8 À 13 SUR  
DES RÉSIDUS NON SATURÉS**

Essai 1

palier n°	V (kN)	W (kN)	P (kN)	S (kN)	$\sigma_{vr}$ Contrainte corrigée (kPa)	$\sigma_v$ Contrainte verticale (kPa)
1	-----	-----	-----	0	3	3
2	-----	-----	-----	0	6	6
3	0,188	0,0237	0,26	0,094	24	33
4	0,306	0,0235	0,44	0,162	38	56
5	0,602	0,0233	0,91	0,331	76	114
6	0,957	0,0232	1,47	0,534	120	184
7	1,371	0,0230	2,12	0,771	172	266
8	1,844	0,0229	2,86	1,042	232	360

Essai 2

palier n°	V (kN)	W (kN)	P (kN)	S (kN)	$\sigma_{vr}$ Contrainte corrigée (kPa)	$\sigma_v$ Contrainte verticale (kPa)
1	-----	-----	-----	0	3	3
2	-----	-----	-----	0	5	5
3	0,1643	0,0271	0,2157	0,0785	21	27
4	0,2740	0,0264	0,3891	0,1416	34	49
5	0,4944	0,0262	0,7359	0,2678	62	92
6	0,7699	0,0260	1,1694	0,4256	97	147
7	1,0454	0,0258	1,6029	0,5833	131	201
8	1,3761	0,0256	2,1231	0,7726	173	267
9	1,5966	0,0255	2,4699	0,8988	201	310
10	1,8170	0,0253	2,8167	1,0250	228	354
11	2,0375	0,0252	3,1635	1,1512	256	397
12	2,3683	0,0251	3,6837	1,3405	297	463
13	2,6991	0,0250	4,2039	1,5298	339	528

## Essai 3

palier n°	V (kN)	W (kN)	P (kN)	S (kN)	$\sigma_{vr}$ Contrainte corrigée (kPa)	$\sigma_v$ Contrainte verticale (kPa)
1	-----	-----	-----	0	3	3
2	0,155	0,0299	0,196	0,071	19	25
3	0,352	0,0296	0,508	0,185	44	64
4	0,754	0,0291	1,140	0,415	95	143
5	1,056	0,0287	1,615	0,588	133	203
6	1,358	0,0285	2,090	0,761	171	263
7	1,660	0,0284	2,565	0,933	208	322
8	2,062	0,0282	3,197	1,163	259	402
9	2,466	0,0282	3,832	1,395	310	481
10	2,061	0,0280	3,196	1,163	259	401
11	1,659	0,0281	2,564	0,933	208	322
12	1,057	0,0281	1,618	0,589	133	203
13	0,353	0,0281	0,511	0,186	44	64
14	1,055	0,0282	1,614	0,588	133	203
15	1,657	0,0282	2,561	0,932	208	322
16	2,060	0,0281	3,194	1,162	259	401
17	2,461	0,0281	3,825	1,392	309	480
18	2,787	0,0280	4,337	1,578	350	545

## Essai 4

palier n°	V (kN)	W (kN)	P (kN)	S (kN)	$\sigma_{vr}$ Contrainte corrigée (kPa)	$\sigma_v$ Contrainte verticale (kPa)
1	-----	-----	-----	0	3	3
2	-----	-----	-----	0	5	5
3	0,1447	0,0286	0,1826	0,0665	18	23
4	0,3627	0,0281	0,5260	0,1914	46	66
5	0,5809	0,0279	0,8693	0,3163	73	109
6	0,7991	0,0277	1,2127	0,4413	100	152
7	1,0174	0,0276	1,5560	0,5662	128	195
8	1,2357	0,0275	1,8994	0,6912	155	239
9	1,4552	0,0274	2,2447	0,8168	183	282
10	1,6735	0,0272	2,5881	0,9418	210	325
11	1,8918	0,0271	2,9314	1,0667	238	368
12	2,1101	0,0271	3,2748	1,1917	265	411
13	2,3284	0,0270	3,6181	1,3166	292	454
14	2,5468	0,0269	3,9615	1,4416	320	498
15	2,1006	0,0269	3,2600	1,1863	264	409
16	1,4454	0,0269	2,2300	0,8115	182	280
17	0,7890	0,0269	1,1980	0,4359	99	150
18	0,1338	0,0270	0,1679	0,0611	17	21
19	0,5707	0,0271	0,8546	0,3110	72	107
20	1,0074	0,0270	1,5413	0,5609	127	194
21	1,4	0,0	2,2	0,8	182	280
22	2,1006	0,0269	3,2600	1,1863	264	409
23	2,5372	0,0267	3,9467	1,4362	319	496
24	2,7556	0,0266	4,2901	1,5611	346	539

**Essai 5**

palier n°	V (kN)	W (kN)	P (kN)	S (kN)	$\sigma_{vr}$ Contrainte corrigée (kPa)	$\sigma_v$ Contrainte verticale (kPa)
1	-----	-----	-----	0	2	2
2	-----	-----	-----	0	3	3
3	0,1386	0,0255	0,1777	0,0647	17	22
4	0,3504	0,0248	0,5119	0,1863	44	64
5	0,5427	0,0242	0,8151	0,2966	68	102
6	0,7593	0,0240	1,1561	0,4207	95	145
7	0,9782	0,0238	1,5004	0,5460	123	188
8	1,1965	0,0236	1,8437	0,6709	150	232
9	1,4160	0,0235	2,1891	0,7966	178	275
10	1,6343	0,0234	2,5324	0,9215	205	318
11	1,8526	0,0234	2,8758	1,0465	233	361
12	2,0710	0,0233	3,2191	1,1714	260	404
13	2,2893	0,0232	3,5625	1,2964	288	447
14	2,5076	0,0231	3,9058	1,4213	315	491
15	2,0707	0,0230	3,2191	1,1714	260	404
16	1,6339	0,0231	2,5324	0,9215	205	318
17	1,1959	0,0231	1,8437	0,6709	150	232
18	0,7586	0,0232	1,1561	0,4207	95	145
19	0,1365	0,0234	0,1777	0,0647	17	22
20	0,7587	0,0233	1,1561	0,4207	95	145
21	1,4157	0,0233	2,1891	0,7966	178	275
22	2,0709	0,0232	3,2191	1,1714	260	404
23	2,7260	0,0231	4,2492	1,5463	342	534

**Essai 6**

palier n°	V (kN)	W (kN)	P (kN)	S (kN)	$\sigma_{vr}$ Contrainte corrigée (kPa)	$\sigma_v$ Contrainte verticale (kPa)
1	-----	-----	-----	0	2	2
2	-----	-----	-----	0	3	3
3	0,1357	0,0244	0,175	0,064	17	22
4	0,2972	0,0244	0,429	0,156	37	54
5	0,4900	0,0235	0,733	0,267	62	92
6	0,7058	0,0232	1,073	0,391	89	135
7	0,9246	0,0229	1,418	0,516	116	178
8	1,2474	0,0227	1,925	0,701	157	242
9	1,5703	0,0226	2,433	0,885	197	306
10	2,0070	0,0225	3,120	1,135	252	392
11	2,4954	0,0223	3,888	1,415	313	488
12	2,0066	0,0221	3,120	1,135	252	392
13	1,3307	0,0220	2,057	0,749	167	258
14	0,6754	0,0219	1,027	0,374	85	129
15	0,1294	0,0219	0,169	0,061	16	21
16	0,0364	0,0219	0,023	0,008	5	3



**Essai 7**

palier n°	V (kN)	W (kN)	P (kN)	S (kN)	$\sigma_{vr}$ Contrainte corrigée (kPa)	$\sigma_v$ Contrainte verticale (kPa)
1	-----	-----	-----	0	5	5
2	0,156	0,0291	0,200	0,073	20	25
3	0,230	0,0290	0,316	0,115	29	40
4	0,454	0,0282	0,669	0,243	57	84
5	0,649	0,0276	0,977	0,356	82	123
6	0,870	0,0274	1,324	0,482	109	166
7	1,190	0,0272	1,829	0,665	150	230
8	1,539	0,0270	2,377	0,865	193	299
9	1,974	0,0269	3,061	1,114	248	384
10	2,236	0,0268	3,474	1,264	281	436
11	2,722	0,0267	4,238	1,542	342	532
12	2,183	0,0266	3,389	1,233	274	426
13	1,552	0,0265	2,399	0,873	195	301
14	0,883	0,0264	1,346	0,490	111	169
15	0,242	0,0264	0,338	0,123	30	43
16	0,042	0,0263	0,025	0,009	5	3

## Essai de compression 8 (sous succion constante de 5 kPa)

palier n°	V (kN)	W (kN)	P (kN)	S (kN)	$\sigma_{vr}$ Contrainte corrigée (kPa)	$\sigma_v$ Contrainte verticale (kPa)
1	0,146	0,029	0,184	0,067	18	23
2	0,144	0,027	0,184	0,067	18	23
3	0,144	0,027	0,184	0,067	18	23
4	0,317	0,027	0,456	0,166	40	57
5	0,531	0,026	0,793	0,289	67	100
6	0,744	0,026	1,129	0,411	93	142
7	0,959	0,026	1,468	0,534	121	184
8	1,174	0,026	1,805	0,657	147	227
9	1,407	0,026	2,172	0,790	177	273
10	1,624	0,026	2,513	0,915	204	316
11	1,832	0,025	2,840	1,033	230	357
12	2,054	0,025	3,189	1,161	258	401
13	2,372	0,025	3,690	1,343	298	463

## Essai de compression 9 (sous succion constante de 10 kPa)

palier n°	V (kN)	W (kN)	P (kN)	S (kN)	$\sigma_{vr}$ Contrainte corrigée (kPa)	$\sigma_v$ Contrainte verticale (kPa)
1	0,126	0,0297	0,151	0,055	16	19
2	0,122	0,0265	0,151	0,055	15	19
3	0,122	0,0265	0,151	0,055	15	19
4	0,314	0,0264	0,452	0,165	39	57
5	0,524	0,0258	0,784	0,285	66	98
6	0,736	0,0255	1,116	0,406	92	140
7	0,947	0,0253	1,449	0,527	119	182
8	1,161	0,0252	1,785	0,650	146	224
9	1,370	0,0249	2,114	0,769	172	266
10	1,583	0,0248	2,450	0,891	199	308
11	1,794	0,0248	2,781	1,012	225	349
12	2,014	0,0246	3,127	1,138	253	393
13	2,331	0,0245	3,626	1,319	293	455

## Essai de compression 10 (sous succion constante de 20 kPa)

palier n°	V (kN)	W (kN)	P (kN)	S (kN)	$\sigma_{vr}$ Contrainte corrigée (kPa)	$\sigma_v$ Contrainte verticale (kPa)
1	0,133	0,031	0,160	0,058	17	20
2	0,130	0,028	0,160	0,058	16	20
3	0,130	0,028	0,160	0,058	16	20
4	0,309	0,028	0,443	0,161	39	56
5	0,523	0,027	0,779	0,284	66	98
6	0,737	0,027	1,115	0,406	93	140
7	0,952	0,027	1,454	0,529	120	183
8	1,166	0,027	1,791	0,652	146	225
9	1,400	0,027	2,158	0,785	176	271
10	1,750	0,027	2,710	0,986	220	340
11	2,273	0,026	3,532	1,285	285	444
12	1,773	0,026	2,747	1,000	223	345
13	1,150	0,026	1,766	0,643	144	222
14	0,510	0,026	0,761	0,277	64	96
15	0,282	0,027	0,402	0,146	35	51

## Essai de compression 11 (sous succion constante de 30 kPa)

palier n°	V (kN)	W (kN)	P (kN)	S (kN)	$\sigma_{vr}$ Contrainte corrigée (kPa)	$\sigma_v$ Contrainte verticale (kPa)
1	0,133	0,031	0,160	0,058	17	20
2	0,184	0,028	0,244	0,089	23	31
3	0,183	0,028	0,244	0,089	23	31
4	0,183	0,028	0,244	0,089	23	31
5	0,429	0,027	0,632	0,230	54	79
6	0,851	0,027	1,295	0,471	107	163
7	1,289	0,027	1,984	0,722	162	249
8	1,745	0,027	2,701	0,983	219	339
9	2,188	0,027	3,397	1,236	275	427
10	2,722	0,027	4,238	1,542	342	532
11	2,205	0,027	3,425	1,246	277	430
12	1,584	0,026	2,449	0,891	199	308
13	0,950	0,026	1,452	0,528	119	182
14	0,301	0,026	0,432	0,157	38	54

Essai de compression 12 (essai sous succion croissante 12-A, et essai de compression 12-B sous succion constante)

palier n°	V (kN)	W (kN)	P (kN)	S (kN)	$\sigma_{vr}$ Contrainte corrigée (kPa)	$\sigma_v$ Contrainte verticale (kPa)
1	0,134	0,031	0,161	0,059	17	20
2	0,352	0,031	0,505	0,184	44	63
3	0,352	0,031	0,505	0,184	44	63
4	0,352	0,031	0,505	0,184	44	63
5	0,352	0,031	0,505	0,184	44	63
6	0,352	0,031	0,505	0,184	44	63
7	0,352	0,031	0,505	0,184	44	63
8	0,352	0,031	0,505	0,184	44	63
9	0,352	0,031	0,505	0,184	44	63
10	0,566	0,031	0,841	0,306	71	106
11	0,888	0,031	1,349	0,491	112	169
12	1,211	0,031	1,856	0,675	152	233
13	1,642	0,031	2,533	0,922	206	318
14	2,287	0,031	3,548	1,291	287	446
15	2,718	0,031	4,225	1,537	341	531
16	2,072	0,031	3,210	1,168	260	403
17	1,427	0,031	2,195	0,799	179	276
18	0,888	0,031	1,349	0,491	112	169
19	0,350	0,031	0,503	0,183	44	63

Essai de compression 13 (essai sous succion croissante 13-A, et essai de compression 13-B sous succion constante)

palier n°	V (kN)	W (kN)	P (kN)	S (kN)	$\sigma_{vr}$ Contrainte corrigée (kPa)	$\sigma_v$ Contrainte verticale (kPa)
1	0,057	0,033	0,039	0,014	7	4,87
2	0,179	0,032	0,230	0,084	22	28,86
3	0,288	0,032	0,401	0,146	36	50,43
4	0,397	0,032	0,573	0,209	50	71,99
5	0,561	0,032	0,831	0,302	70	104,34
6	0,561	0,032	0,831	0,302	70	104,34
7	0,561	0,032	0,831	0,302	70	104,34
8	0,561	0,032	0,831	0,302	70	104,34
9	0,561	0,032	0,831	0,302	70	104,34
10	0,561	0,032	0,831	0,302	70	104,34
11	0,561	0,032	0,831	0,302	70	104,34
12	0,561	0,032	0,831	0,302	70	104,34
13	0,561	0,032	0,831	0,302	70	104,34
14	0,561	0,032	0,831	0,302	70	104,34
15	0,560	0,032	0,831	0,302	70	104,34
16	0,774	0,032	1,167	0,425	97	146,60
17	1,097	0,032	1,674	0,609	138	210,36
18	1,528	0,032	2,351	0,856	192	295,38
19	1,958	0,032	3,028	1,102	246	380,39
20	2,496	0,032	3,874	1,410	314	486,66
21	2,927	0,032	4,551	1,656	368	571,67
22	2,281	0,032	3,535	1,287	287	444,15
23	1,635	0,032	2,520	0,917	205	316,63
24	0,990	0,032	1,505	0,548	124	189,11
25	0,344	0,032	0,490	0,178	43	61,59

## ANNEXE 21 : PARAMÈTRES D'ÉVALUATION DE LA FORCE VERTICALE APPLIQUÉE ET LA FORCE VERTICALE MESURÉE POUR LES ESSAIS DE COMPRESSION 4 À 6 MENÉS SUR DES RÉSIDUS SATURÉS

### Essai 4

	Palier 1	Palier 2	Palier 3	Palier 4	Palier 5	Palier 6	Palier 7	Palier 8	Palier 9	Palier 10	Palier 11	Palier 12
$u_0$ (kPa)	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85
$u_{\max}$ (kPa)	5	4	19	40	40	40	38	40	38	29	23	26
$\Delta u$ (kPa)	2,8	2,3	16,7	37,9	38,0	38,0	36,2	38,3	36,5	27,0	21,1	24,2
$\sigma_v$ (kPa)	3	5	23	66	109	152	195	239	282	325	368	411
$\sigma_{vr}$ (kPa)	3,0	5,0	18,2	45,6	73,0	100,4	127,8	155,2	182,8	210,2	237,6	265,1
$\Delta \sigma_{vr}$ (kPa)	3,00	2,0	13,2	27,4	27,4	27,4	27,4	27,4	27,6	27,4	27,4	27,4
$\Delta u / \Delta \sigma_{vr}$ (-)	0,92	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,99	0,77	0,88
$\mu$ (coefficient de friction) (-)	0,08	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,23	0,12
$F_{\text{friction}}$ (kN)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,02	0,44	0,25
$F_{\text{mesurée}}$ (kN)	0,022	0,040	0,145	0,363	0,581	0,799	1,017	1,236	1,455	1,649	1,456	1,864
$F_{\text{appliquée}}$ (kN)	0,024	0,040	0,145	0,363	0,581	0,799	1,017	1,236	1,455	1,674	1,892	2,110

## Essai 5

	Palier 1	Palier 2	Palier 3	Palier 4	Palier 5	Palier 6	Palier 7	Palier 8	Palier 9	Palier 10	Palier 11	Palier 12
<b><math>u_0</math> (kPa)</b>	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85
<b><math>u_{\max}</math> (kPa)</b>	6,66	4,96	19,26	38,30	38,30	39,30	38,25	40,00	37,36	29,00	30,00	30,40
<b><math>\Delta u</math> (kPa)</b>	4,81	3,11	17,41	36,45	36,45	37,45	36,40	38,15	35,51	27,15	28,15	28,55
<b><math>\sigma_{vr}</math> (kPa)</b>	1,68	2,93	17,41	44,01	68,17	95,38	122,87	150,29	177,86	205,29	232,71	260,13
<b><math>\Delta\sigma_{vr}</math> (kPa)</b>	1,68	1,25	14,48	26,61	24,15	27,21	27,49	27,42	27,58	27,42	27,42	27,42
<b><math>\Delta u/\Delta\sigma_{vr}</math> (-)</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,99	1,00	1,00
<b><math>\mu</math> (coefficient de friction) (-)</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00	0,00
<b><math>F_{\text{friction}}</math> (kN)</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,02	0,00	0,00
<b><math>F_{\text{appliquée}}</math> (kN)</b>	0,01	0,02	0,14	0,35	0,54	0,76	0,98	1,20	1,42	1,63	1,85	2,07
<b><math>F_{\text{mesurée}}</math> (kN)</b>	0,01	0,02	0,14	0,35	0,54	0,76	0,98	1,20	1,42	1,62	1,85	2,07

## Essai 6

	Palier 1	Palier 2	Palier 3	Palier 4	Palier 5	Palier 6	Palier 7	Palier 8	Palier 9	Palier 10	Palier 11
<b><math>u_0</math> (kPa)</b>	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85
<b><math>u_{\max}</math> (kPa)</b>	4,65	3,70	21,19	29,82	35,85	44,12	35,60	44,65	50,97	63,64	69,65
<b><math>\Delta u</math> (kPa)</b>	2,80	1,85	19,34	27,97	34,00	42,27	33,75	42,80	49,12	61,79	67,80
<b><math>\sigma_{vr}</math> (kPa)</b>	1,62	2,87	17,05	37,33	61,55	88,66	116,14	156,69	197,24	252,09	313,45
<b><math>\Delta\sigma_{vr}</math> (kPa)</b>	1,62	1,25	14,18	20,29	24,21	27,11	27,48	40,55	40,56	54,85	61,35
<b><math>\Delta u / \Delta\sigma_{vr}</math> (-)</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b><math>\mu</math> (coefficient de friction) (-)</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b><math>F_{\text{friction}}</math> (kN)</b>	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
<b><math>F_{\text{appliquée}}</math> (kN)</b>	0,01	0,02	0,14	0,30	0,49	0,71	0,92	1,25	1,57	2,01	2,50
<b><math>F_{\text{mesurée}}</math> (kN)</b>	0,01	0,02	0,14	0,30	0,49	0,71	0,92	1,25	1,57	2,01	2,50



## ANNEXE 22 : CARACTÉRISTIQUES DÉTERMINÉES LORS DU DÉMONTAGE DE LA COLONNE DE COMPRESSION DES RÉSIDUS À L'ÉTAT SATURÉ :

Exemple : Essai de compression saturée 5

Après le démontage de la colonne, on mesure la masse finale humide,  $M_{Tf}$  de l'éprouvette, puis on le met au four afin d'évaluer la teneur en eau finale  $w_f$ .

$$w_f = \frac{M_{Tf}}{M_d} - 1$$

Avec  $M_{Tf} = 2570,6 \text{ g}$ ;  $M_d = 2059,3 \text{ g}$ ;  $w_f$ : Teneur en eau finale (%).

$$w_f = \frac{2570,6\text{g}}{2059,3} - 1 = 0,2482$$

$$w_f\% = 24,82$$

La masse sèche,  $M_d$ , permet de calculer la hauteur solide ( $H_s$ ). Ce paramètre a été utilisé pour calculer l'indice des vides initial ( $e_0$ ) et l'indice des vides final ( $e_f$ ) pour chaque palier, le degré de saturation initial ( $S_0$ ) et le degré de saturation final ( $S_f$ ), selon la norme ASTM-D2435.

On calcule d'abord le volume solide ( $V_s$  en  $\text{cm}^3$ ) comme suit :

$$V_s = \frac{M_d}{D_r \rho_w}$$

avec  $D_r = 2,755$  ;  $\rho_w = 1 \text{ g/cm}^3$

$$V_s = \frac{2059,3}{2,75 * 1} \text{cm}^3$$

$$V_s = 747,47 \text{ cm}^3$$

On obtient la hauteur solide ( $H_s$ , cm) :

$$H_s = \frac{V_s}{A}$$

avec  $V_s = 747,47 \text{ cm}^3$  et  $A$  (air de l'éprouvette) =  $79,611 \text{ cm}^2$

$$H_s = \frac{747,47}{79,611} \text{ cm}$$

$$H_s = 9,389 \text{ cm} = 93,89 \text{ mm}$$

- Calcul de degré de saturation initial ( $S_0, \%$ ) comme suit :

$$S_0 = \frac{M_{T0} - M_d}{A\rho_w(H_0 - H_s)} * 100$$

Avec  $M_{T0}$  est la masse humide initiale égale à 2767,98 g;  $M_d = 2059,3$  g;  $H_0 = 18,285$  cm

$$S_0 = \frac{2767,98 - 2059,3}{79,96 * 1 * (18,285 - 9,389)} * 100$$

$$S_0 \% = 100$$

- Calcul de degré de saturation final ( $S_f, \%$ ) est

$$S_f = \frac{M_{Tf} - M_d}{A\rho_w(H_f - H_s)} * 100$$

avec  $M_{Tf} = 2570,6$  g;  $M_d = 2059,3$  g;  $H_f = 15,75$  cm et  $H_s = 9,389$  cm

$$S_f = \frac{2570,6 - 2059,3}{79,96 * 1 * (15,75 - 9,389)} * 100$$

$$S_f = 100\%$$

Tableau A22 : Caractéristiques déterminées lors du démontage de la colonne instrumentée ; ces caractéristiques sont utilisées pour évaluer l'indice des vides

Essai	Masse sèche $M_d$ (g)	Teneur en eau finale $w_f\%$	Hauteur solide $H_s$ (cm)	Hauteur finale $H_f$ (cm)	Volume solide $V_s$ ( $cm^3$ )	Degré de saturation final $S_f\%$
1	1885,12	25,71	8,611	15,12	685,50	100
2	2125,20	23,82	9,707	16,21	772,80	100
3	2281,00	24,18	10,280	18,07	818,44	100
4	2228,70	24,70	10,045	16,86	799,68	100
5	2059,30	24,83	9,389	15,20	747,48	100
6	2059,30	24,96	9,389	15,06	747,48	100
7	2384,70	22,88	10,892	16,60	867,16	100

## ANNEXE 23: PARAMÈTRES DE CONSOLIDATION DES RÉSIDUS SATURÉS CM POUR LES ESSAIS DE COMPRESSION 1 À 7

### Essai 1

palier n°	$\sigma'_{vr}$ Contrainte effective (kPa)	Tassement palier (mm)	Tassement cumulatif palier (mm)	Indice des vides e	Coefficient de compressibilité $a_v$ (1/kPa)	Coefficient de compressibilité volumique $m_v$ (1/kPa)	Indice de compression $C_c$ (-)
initial	0,75	0,00	0,00	0,90	-----	-----	-----
1	1	2,88	2,88	0,87	$4,46 \cdot 10^{-02}$	$2,35 \cdot 10^{-02}$	0,11
2	5	0,92	3,80	0,86	$3,21 \cdot 10^{-03}$	$1,72 \cdot 10^{-03}$	0,021
3	22	2,71	6,50	0,82	$1,80 \cdot 10^{-03}$	$9,68 \cdot 10^{-04}$	0,047
4	37	1,21	7,71	0,82	$5,40 \cdot 10^{-04}$	$2,96 \cdot 10^{-04}$	0,036
5	74	1,39	9,10	0,80	$4,36 \cdot 10^{-04}$	$2,40 \cdot 10^{-04}$	0,053
6	118	0,95	10,05	0,79	$2,15 \cdot 10^{-04}$	$1,20 \cdot 10^{-04}$	0,047
7	170	0,84	10,89	0,78	$1,88 \cdot 10^{-04}$	$1,05 \cdot 10^{-04}$	0,062
8	230	0,86	11,76	0,77	$1,69 \cdot 10^{-04}$	$9,46 \cdot 10^{-05}$	0,077
Moyenne					$6,40 \cdot 10^{-03}$	$3,38 \cdot 10^{-03}$	0,057

### Essai 2

palier n°	$\sigma'_{vr}$ Contrainte effective (kPa)	Tassement palier (mm)	Tassement cumulatif palier (mm)	Indice des vides e	Coefficient de compressibilité $a_v$ (1/kPa)	Coefficient de compressibilité volumique $m_v$ (1/kPa)	Indice de compression $C_c$ (-)
initial	0,87	0	0	0,978	-----	-----	-----
1	2	7,087	7,087	0,894	$1,1 \cdot 10^{-01}$	$5,7 \cdot 10^{-02}$	0,315
2	4	1,256	8,342	0,879	$6,0 \cdot 10^{-03}$	$3,2 \cdot 10^{-03}$	0,037
3	19	4,093	12,435	0,831	$3,2 \cdot 10^{-03}$	$1,7 \cdot 10^{-03}$	0,071
4	33	1,391	13,827	0,815	$1,2 \cdot 10^{-03}$	$6,5 \cdot 10^{-04}$	0,070
5	61	1,603	15,430	0,796	$6,8 \cdot 10^{-04}$	$3,8 \cdot 10^{-04}$	0,071
6	95	1,300	16,730	0,781	$4,4 \cdot 10^{-04}$	$2,5 \cdot 10^{-04}$	0,078
7	130	1,063	17,793	0,768	$3,6 \cdot 10^{-04}$	$2,0 \cdot 10^{-04}$	0,093
8	172	1,076	18,869	0,756	$3,0 \cdot 10^{-04}$	$1,7 \cdot 10^{-04}$	0,105
9	199	0,867	19,737	0,745	$3,7 \cdot 10^{-04}$	$2,1 \cdot 10^{-04}$	0,156
10	227	0,682	20,419	0,737	$2,9 \cdot 10^{-04}$	$1,7 \cdot 10^{-04}$	0,142
11	255	0,607	21,026	0,730	$2,6 \cdot 10^{-04}$	$1,5 \cdot 10^{-04}$	0,142
12	296	0,894	21,919	0,718	$2,9 \cdot 10^{-04}$	$1,7 \cdot 10^{-04}$	0,184
13	338	1,014	22,933	0,708	$2,5 \cdot 10^{-04}$	$1,5 \cdot 10^{-04}$	0,184
Moyenne					$9,79 \cdot 10^{-03}$	$4,98 \cdot 10^{-03}$	0,1269

## Essai 3

palier n°	$\sigma'_{vr}$ Contrainte effective (kPa)	Tassement palier (mm)	Tassement cumulatif palier (mm)	Indice des vides e	Coefficient de compressibilité $a_v$ (1/kPa)	Coefficient de compressibilité volumique $m_v$ (1/kPa)	Indice de compression $C_C$ (-)	Indice de recompression $C_r$ (-) déchargement	Indice de recompression $C_r$ (-) rechargement
initial	0,92	0	0	0,918	-----	-----	-----	-----	-----
1	2	1,424	1,424	0,904	$1,1 \cdot 10^{-02}$	$5,8 \cdot 10^{-03}$	0,037	-----	-----
2	18	2,256	3,680	0,882	$1,4 \cdot 10^{-03}$	$7,2 \cdot 10^{-04}$	0,024	-----	-----
3	42	2,978	6,658	0,853	$1,2 \cdot 10^{-03}$	$6,2 \cdot 10^{-04}$	0,076	-----	-----
4	93	2,787	9,445	0,826	$5,4 \cdot 10^{-04}$	$2,9 \cdot 10^{-04}$	0,080	-----	-----
5	131	1,206	10,651	0,815	$3,1 \cdot 10^{-04}$	$1,7 \cdot 10^{-04}$	0,078	-----	-----
6	169	0,953	11,604	0,805	$2,4 \cdot 10^{-04}$	$1,3 \cdot 10^{-04}$	0,084	-----	-----
7	207	0,732	12,336	0,798	$1,9 \cdot 10^{-04}$	$1,0 \cdot 10^{-04}$	0,081	-----	-----
8	257	0,547	12,883	0,793	$1,1 \cdot 10^{-04}$	$5,9 \cdot 10^{-05}$	0,056	-----	-----
9	308	0,741	13,624	0,786	$1,4 \cdot 10^{-04}$	$7,9 \cdot 10^{-05}$	0,092	-----	-----
10	257	-0,120	13,504	0,786	-----	-----	-----	0,007	-----
11	207	-0,154	13,350	0,788	-----	-----	-----	0,016	-----
12	131	-0,256	13,095	0,790	-----	-----	-----	0,013	-----
13	42	-0,772	12,323	0,798	-----	-----	-----	0,016	-----
14	131	0,465	12,788	0,793	-----	-----	-----	-----	0,010
15	206	0,320	13,109	0,790	-----	-----	-----	-----	0,016
16	257	0,365	13,474	0,786	-----	-----	-----	-----	0,038
17	307	0,535	14,009	0,781	-----	-----	-----	-----	0,067
18	348	0,293	14,302	0,778	-----	-----	-----	-----	0,053
Moyenne					$1,69 \cdot 10^{-03}$	$8,85 \cdot 10^{-04}$	0,068	0,0128	0,0366

## Essai 4

Palier n°	$\sigma'_{vr}$ Contrainte effective (kPa)	Tassement palier (mm)	Tassement cumulatif palier (mm)	Indice des vides e	Coefficient de compressibilité $a_v$ (1/kPa)	Coefficient de compressibilité volumique $m_v$ (1/kPa)	Indice de compression $C_C$ (-)	Indice de recompression $C_{r(-)}$ déchargement	Indice de recompression $C_{r(-)}$ rechargement
initial	0,93	0	0	0,9119	-----	-----	-----	-----	-----
1	2	1,990	1,990	0,8921	$3,3*10^{-02}$	$1,7*10^{-02}$	0,093	-----	-----
2	3	1,517	3,507	0,8770	$8,2*10^{-02}$	$4,3*10^{-03}$	0,044	-----	-----
3	17	5,553	9,060	0,8217	$4,1*10^{-03}$	$2,2*10^{-03}$	0,079	-----	-----
4	44	2,808	11,867	0,7938	$1,0*10^{-03}$	$5,6*10^{-04}$	0,067	-----	-----
5	72	1,447	13,314	0,7794	$5,3*10^{-04}$	$2,9*10^{-04}$	0,069	-----	-----
6	99	1,092	14,406	0,7685	$4,0*10^{-04}$	$2,2*10^{-04}$	0,077	-----	-----
7	126	0,815	15,220	0,7604	$3,0*10^{-04}$	$1,7*10^{-04}$	0,076	-----	-----
8	154	0,651	15,872	0,7539	$2,4*10^{-04}$	$1,3*10^{-04}$	0,076	-----	-----
9	181	0,761	16,632	0,7463	$2,74*10^{-04}$	$1,56*10^{-04}$	0,106	-----	-----
10	209	0,717	17,350	0,7392	$2,6*10^{-04}$	$1,5*10^{-04}$	0,117	-----	-----
11	236	0,596	17,946	0,7333	$2,2*10^{-04}$	$1,*10^{-04}$	0,111	-----	-----
12	264	0,560	18,506	0,7277	$2,0*10^{-04}$	$1,2*10^{-04}$	0,117	-----	-----
13	291	0,697	19,203	0,7208	$2,5*10^{-04}$	$1,5*10^{-04}$	0,162	-----	-----
14	319	0,487	19,689	0,7159	$1,8*10^{-04}$	$1,0*10^{-04}$	0,124	-----	-----
15	263	0,240	19,689	0,7183	-----	-----	-----	0,028	-----
16	180	0,451	19,450	0,7228	-----	-----	-----	0,027	-----
17	98	0,728	19,239	0,7300	-----	-----	-----	0,027	-----
18	15	1,180	18,962	0,7417	-----	-----	-----	0,014	-----
19	70	0,497	18,509	0,7368	-----	-----	-----	-----	0,007
20	125	0,481	19,007	0,7320	-----	-----	-----	-----	0,019
21	180	0,3	19,5	0,7290	-----	-----	-----	-----	0,0193
22	263	0,928	19,796	0,7197	-----	-----	-----	-----	0,056
23	317	0,533	20,724	0,7144	-----	-----	-----	-----	0,064
24	345	0,169	21,257	0,7127	-----	-----	-----	-----	0,047
Moyenne					$3,54*10^{-03}$	$1,87*10^{-03}$	0,094	0,024	0,035

## Essai 5

Palier n°	$\sigma'_{vr}$ Contrainte effective (kPa)	Tassement palier (mm)	Tassement cumulatif palier (mm)	Indice des vides e	Coefficient de compressibilité $a_v$ (1/kPa)	Coefficient de compressibilité volumique $m_v$ (1/kPa)	Indice de compression $C_{C(-)}$	Indice de recompression $C_{r(-)}$ déchargement	Indice de recompression $C_{r(-)}$ rechargement
0	0,82	0	0	0,947	-----	-----	-----	-----	-----
1	1,99	13,30	13,30	0,805	$1,2 \cdot 10^{-01}$	$6,3 \cdot 10^{-02}$	0,370	-----	-----
2	3	0,60	13,90	0,798	$5,2 \cdot 10^{-03}$	$2,9 \cdot 10^{-03}$	0,030	-----	-----
3	17	5,27	19,16	0,742	$4,2 \cdot 10^{-03}$	$2,4 \cdot 10^{-03}$	0,080	-----	-----
4	42	3,61	22,77	0,703	$1,5 \cdot 10^{-03}$	$8,4 \cdot 10^{-04}$	0,090	-----	-----
5	66	1,66	24,43	0,685	$7,4 \cdot 10^{-04}$	$4,3 \cdot 10^{-04}$	0,091	-----	-----
6	95	1,19	25,62	0,672	$4,7 \cdot 10^{-04}$	$2,8 \cdot 10^{-04}$	0,086	-----	-----
7	121	0,95	26,58	0,662	$3,7 \cdot 10^{-04}$	$2,2 \cdot 10^{-04}$	0,092	-----	-----
8	148	0,72	27,30	0,654	$2,8 \cdot 10^{-04}$	$1,7 \cdot 10^{-04}$	0,088	-----	-----
9	176	0,63	27,94	0,647	$2,5 \cdot 10^{-04}$	$1,5 \cdot 10^{-04}$	0,092	-----	-----
10	203	0,53	28,47	0,641	$2,1 \cdot 10^{-04}$	$1,3 \cdot 10^{-04}$	0,092	-----	-----
11	232	0,58	29,05	0,635	$2,3 \cdot 10^{-04}$	$1,4 \cdot 10^{-04}$	0,113	-----	-----
12	258	0,71	29,76	0,627	$2,8 \cdot 10^{-04}$	$1,7 \cdot 10^{-04}$	0,157	-----	-----
13	286	0,53	30,28	0,622	$2,1 \cdot 10^{-04}$	$1,3 \cdot 10^{-04}$	0,130	-----	-----
14	313	0,38	30,66	0,618	$1,5 \cdot 10^{-04}$	$9,1 \cdot 10^{-05}$	0,102	-----	-----
15	258	0,24	30,42	0,618	-----	-----	-----	0,009	-----
16	203	0,45	29,97	0,619	-----	-----	-----	0,009	-----
17	148	0,73	29,24	0,622	-----	-----	-----	0,016	-----
18	93	1,18	28,06	0,625	-----	-----	-----	0,019	-----
19	15	0,50	28,56	0,642	-----	-----	-----	0,021	-----
20	93	0,48	29,04	0,630	-----	-----	-----	-----	0,015
21	176	0,31	29,35	0,623	-----	-----	-----	-----	0,025
22	258	0,93	30,28	0,613	-----	-----	-----	-----	0,062
23	342	0,53	30,81	0,605	-----	-----	-----	-----	0,069
Moyenne					$9,73 \cdot 10^{-03}$	$5,05 \cdot 10^{-03}$	0,116	0,015	0,043

## Essai 6

Palier n°	$\sigma'_{vr}$ Contrainte effective (kPa)	Tassement palier (mm)	Tassement cumulatif palier (mm)	Indice des vides e	Coefficient de compressibilité $a_v$ (1/kPa)	Coefficient de compressibilité volumique $m_v$ (1/kPa)	Indice de compression $C_c$ (-)	Indice de recompression $C_r$ (-) déchargement
0	0,86		0	0,954	-----	-----	-----	-----
1	2	19,246	19,246	0,746	$1,8 \cdot 10^{-01}$	$9,2 \cdot 10^{-01}$	0,562	-----
2	4	0,550	19,796	0,740	$3,8 \cdot 10^{-03}$	$2,2 \cdot 10^{-03}$	0,024	-----
3	16	5,431	25,227	0,682	$4,8 \cdot 10^{-03}$	$2,8 \cdot 10^{-03}$	0,091	-----
4	36	2,454	27,681	0,655	$1,3 \cdot 10^{-03}$	$7,8 \cdot 10^{-04}$	0,073	-----
5	60	1,597	29,279	0,638	$7,1 \cdot 10^{-04}$	$4,3 \cdot 10^{-04}$	0,077	-----
6	87	1,298	30,577	0,624	$5,2 \cdot 10^{-04}$	$3,1 \cdot 10^{-04}$	0,087	-----
7	115	0,825	31,402	0,615	$3,2 \cdot 10^{-04}$	$2,0 \cdot 10^{-04}$	0,075	-----
8	155	0,984	32,386	0,605	$2,6 \cdot 10^{-04}$	$1,6 \cdot 10^{-04}$	0,081	-----
9	196	1,154	33,540	0,592	$3,1 \cdot 10^{-04}$	$1,9 \cdot 10^{-04}$	0,123	-----
10	251	0,975	34,515	0,582	$1,9 \cdot 10^{-04}$	$1,2 \cdot 10^{-04}$	0,098	-----
11	312	1,063	35,579	0,569	$2,0 \cdot 10^{-04}$	$1,3 \cdot 10^{-04}$	0,129	-----
12	251	0,316	35,895	0,573	-----	-----	-----	0,036
13	166	0,130	36,025	0,574	-----	-----	-----	0,008
14	84	0,292	36,317	0,577	-----	-----	-----	0,011
15	15	1,208	37,525	0,590	-----	-----	-----	0,017
16	3	0,709	38,234	0,598	-----	-----	-----	0,011
Moyenne					$1,75 \cdot 10^{-02}$	$9,05 \cdot 10^{-03}$	0,129	0,016



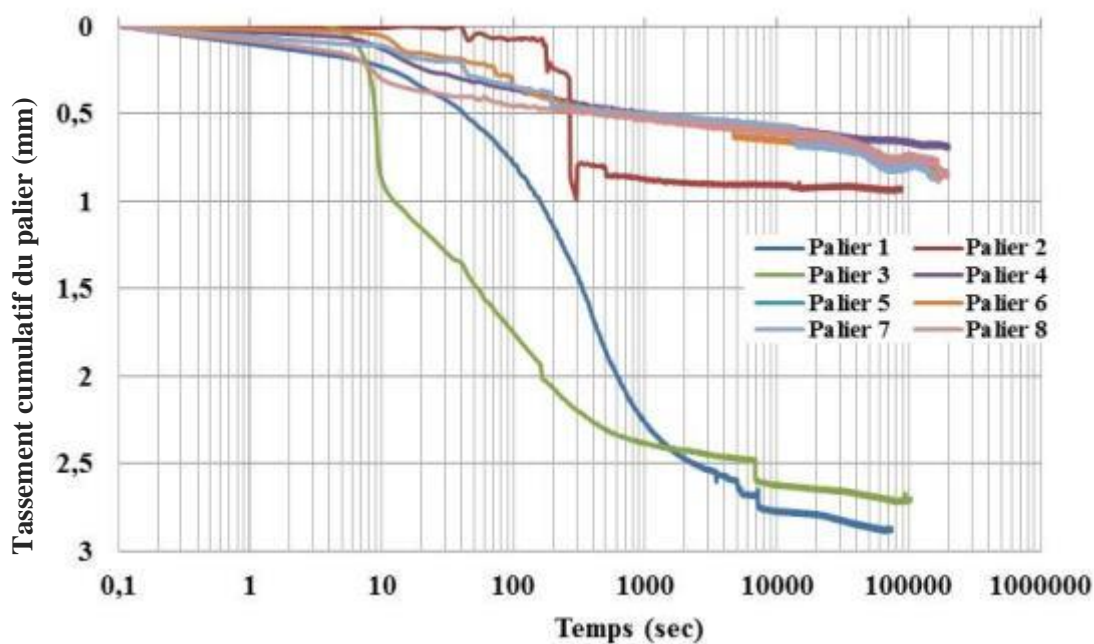
## Essai 7

Palier n°	$\sigma'_{vr}$ Contrainte effective (kPa)	Tassement palier (mm)	Tassement cumulatif palier (mm)	Indice des vides e	Coefficient de compressibilité $a_v$ (1/kPa)	Coefficient de compressibilité volumique $m_v$ (1/kPa)	Indice de compression $C_C$ (-)	Indice de compression $C_r$ (-)
0	0,92	0	0	0,818	-----	-----	-----	-----
1	4	13,299	13,299	0,717	$3,6*10^{-02}$	$2*10^{-02}$	0,166	-----
2	18	0,597	13,897	0,678	$2,7*10^{-03}$	$1,6*10^{-03}$	0,057	-----
3	28	5,265	19,162	0,663	$1,6*10^{-03}$	$9,5*10^{-04}$	0,083	-----
4	56	3,610	22,772	0,645	$6,7*10^{-04}$	$4,0*10^{-04}$	0,061	-----
5	80	1,659	24,431	0,633	$4,8*10^{-04}$	$2,9*10^{-04}$	0,075	-----
6	108	1,190	25,622	0,625	$2,7*10^{-04}$	$1,6*10^{-04}$	0,057	-----
7	148	0,954	26,576	0,618	$1,9*10^{-04}$	$1,1*10^{-04}$	0,055	-----
8	192	0,725	27,300	0,614	$9,2*10^{-05}$	$5,7*10^{-05}$	0,036	-----
9	247	0,635	27,935	0,600	$2,5*10^{-04}$	$1,5*10^{-04}$	0,125	-----
10	280	0,535	28,470	0,595	$1,6*10^{-04}$	$1,0*10^{-04}$	0,097	-----
11	341	0,578	29,048	0,585	$1,5*10^{-04}$	$9,7*10^{-04}$	0,110	-----
12	273	0,708	29,756	0,587	-----	-----	-----	0,021
13	194	0,527	30,283	0,589	-----	-----	-----	0,011
14	109	0,377	30,661	0,593	-----	-----	-----	0,015
15	29	0,240	30,900	0,599	-----	-----	-----	0,010
16	4	0,451	31,351	0,610	-----	-----	-----	0,013
Moyenne					$3,88*10^{-03}$	$2,16*10^{-03}$	0,0838	0,014

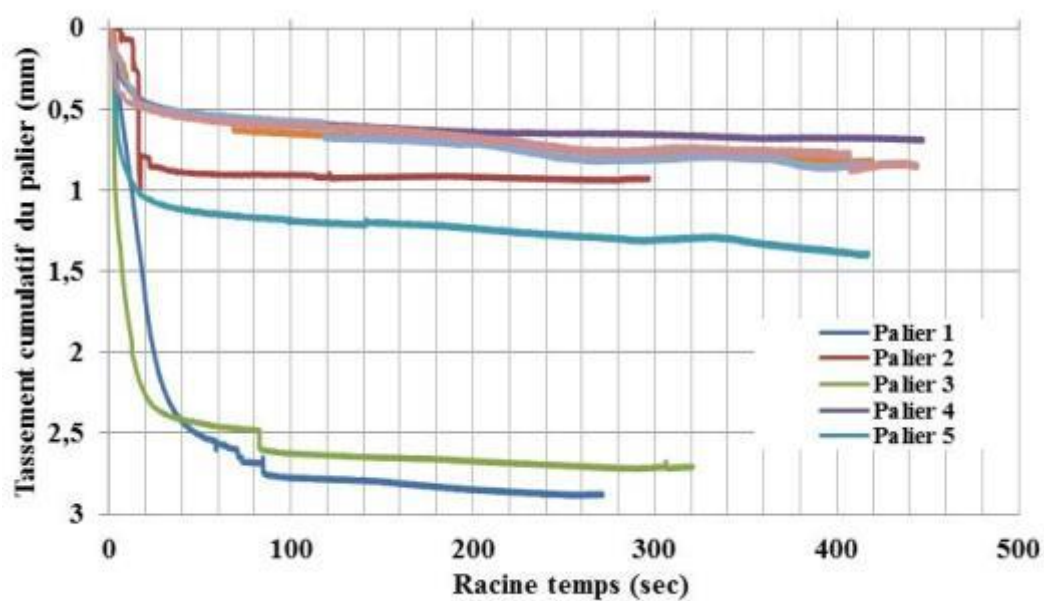
## ANNEXE 24: ESSAI DE COMPRESSION 1. COURBES DE TASSEMENT

Essai 1 : Palier 1 à 8; a) Méthode de Casagrande ; b) Méthode de Taylor

a)



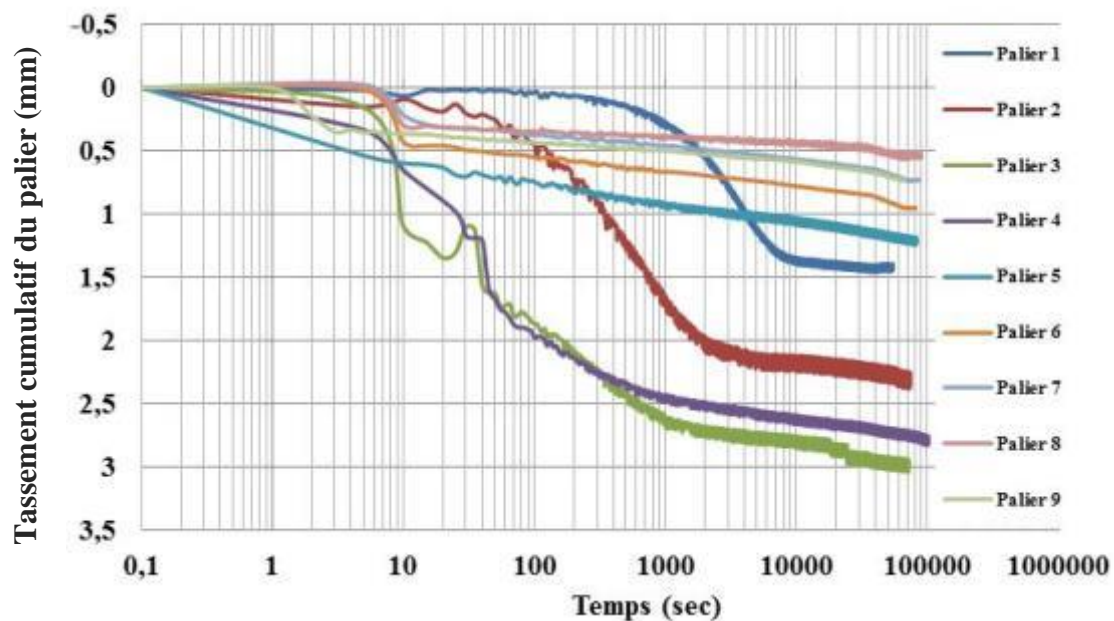
b)



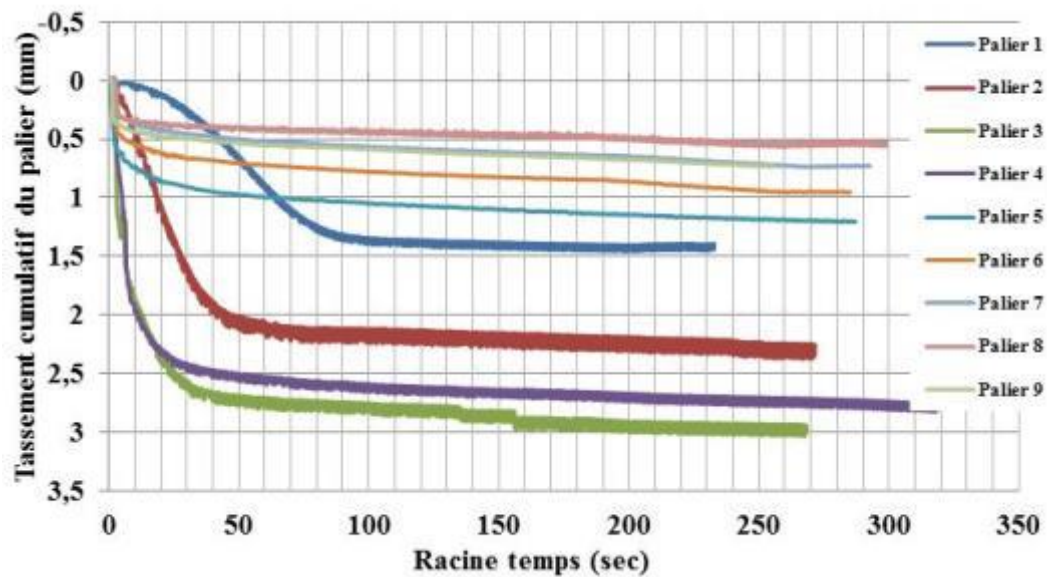
## ANNEXE 25: ESSAI DE COMPRESSION 3. COURBES DE TASSEMENT

Essai 3: Palier 1 à 9 a) Méthode de Casagrande ; b) Méthode de Taylor

a)



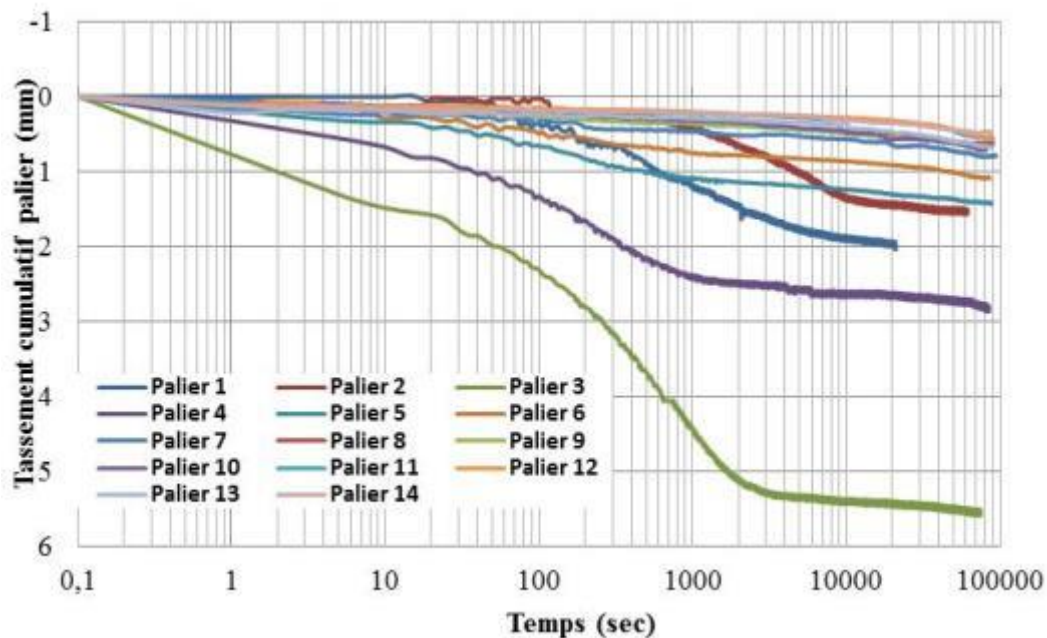
b)



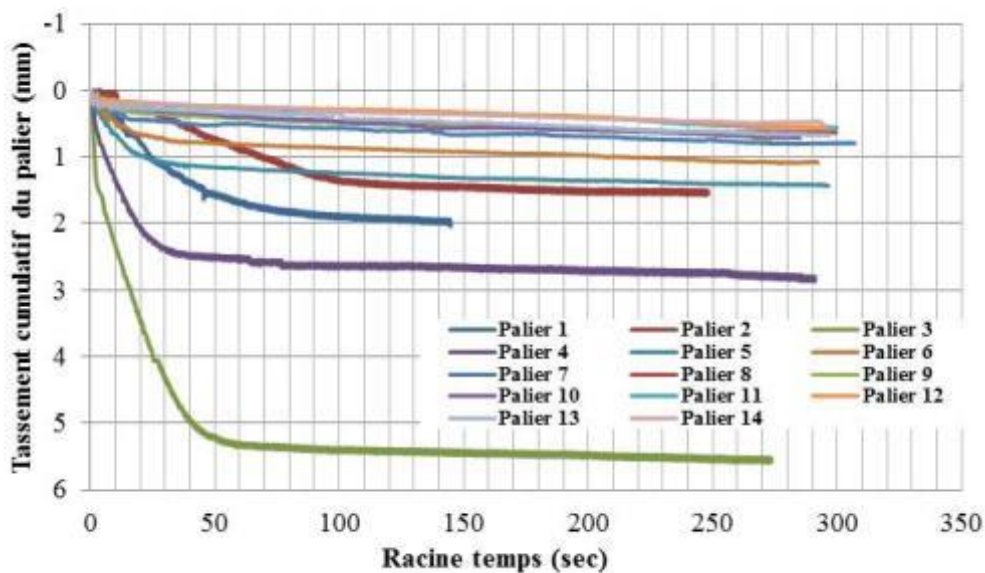
## ANNEXE 26: ESSAI DE COMPRESSION 4. COURBES DE TASSEMENT

Essai 4 : Palier 1 à 14 a) Méthode de Casagrande ; b) Méthode de Taylor

a)

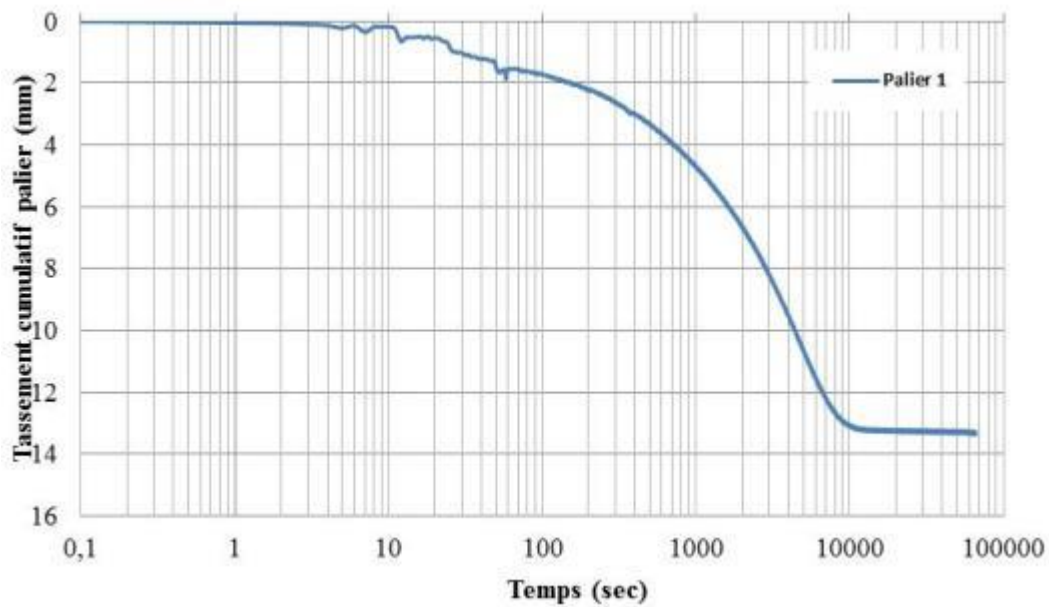


b)

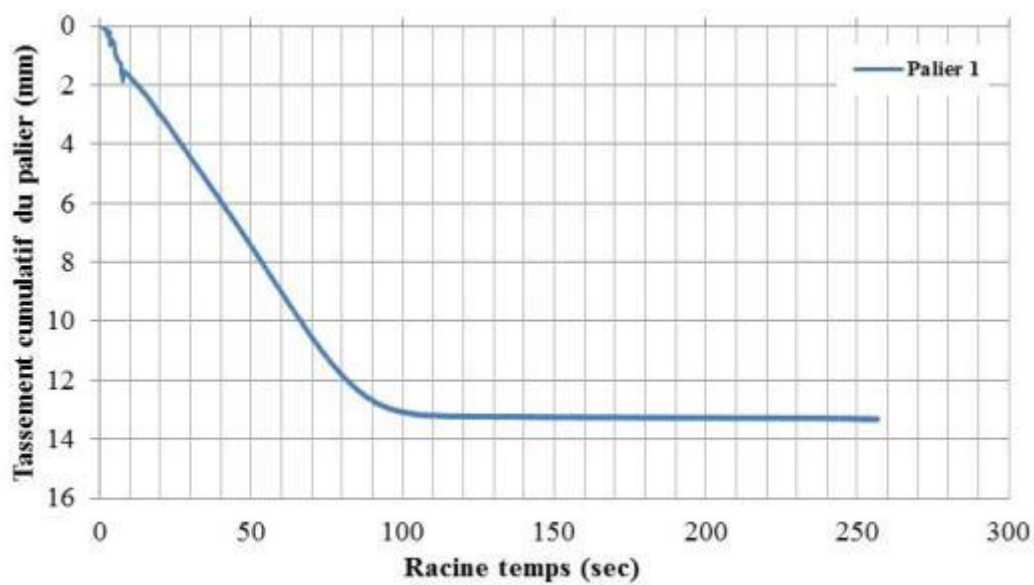


**ANNEXE 27: ESSAI DE COMPRESSION 5. COURBES DE TASSEMENT****Essai 5 : Palier 1 a) Méthode de Casagrande ; b) Méthode de Taylor**

a)

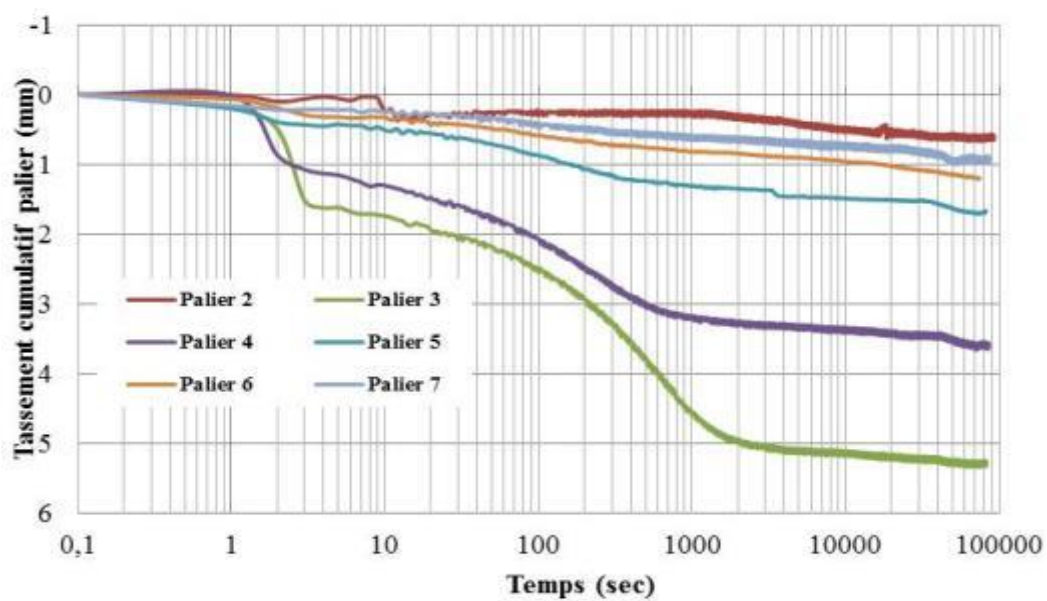


b)

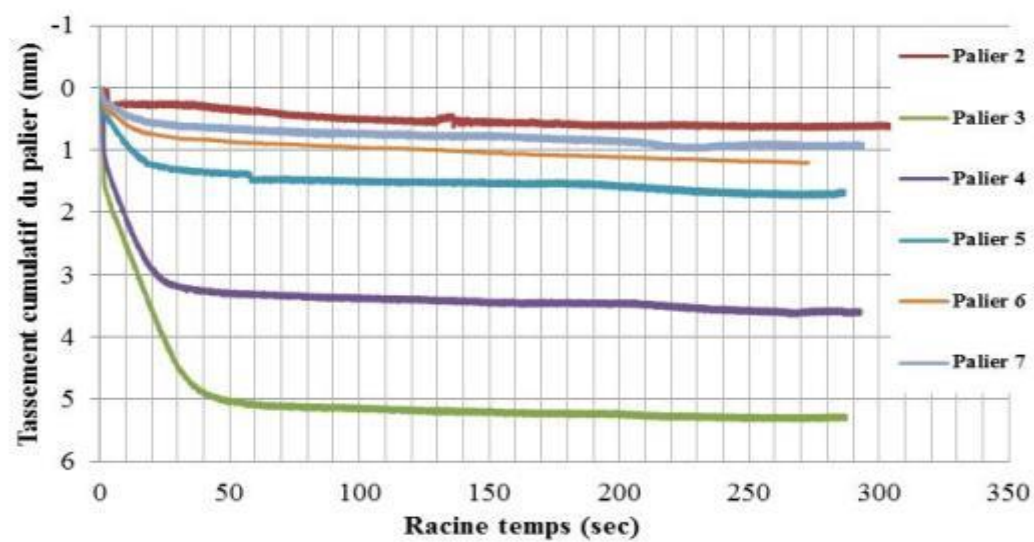


**Essai 5. Palier 2 à 7 a) Méthode de Casagrande ; b) Méthode de Taylor**

a)



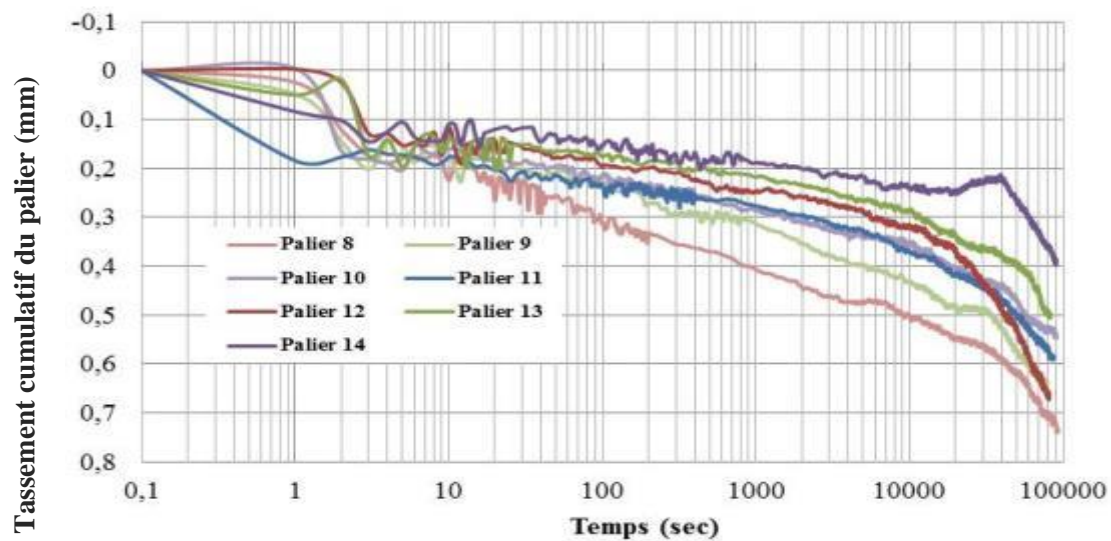
b)



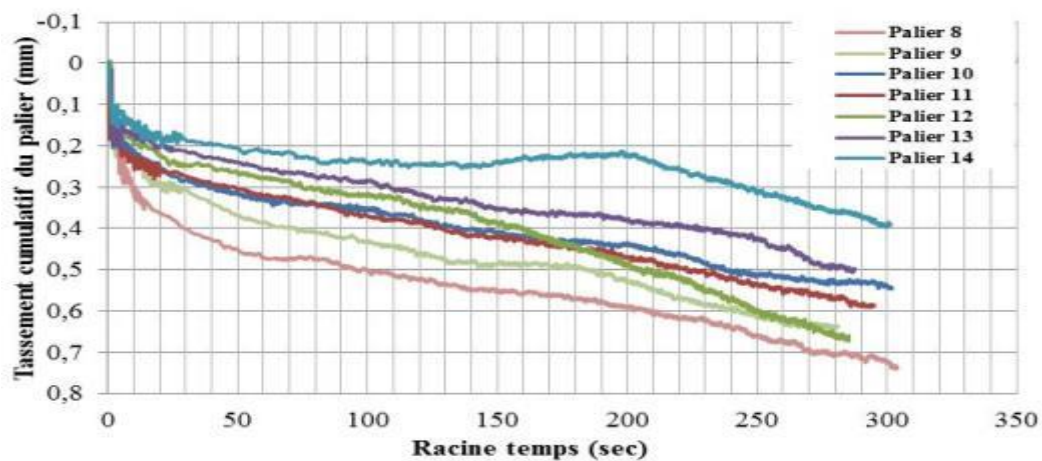


**Essai 5 : Palier 8 à 14 a) Méthode de Casagrande ; b) Méthode de Taylor**

a)



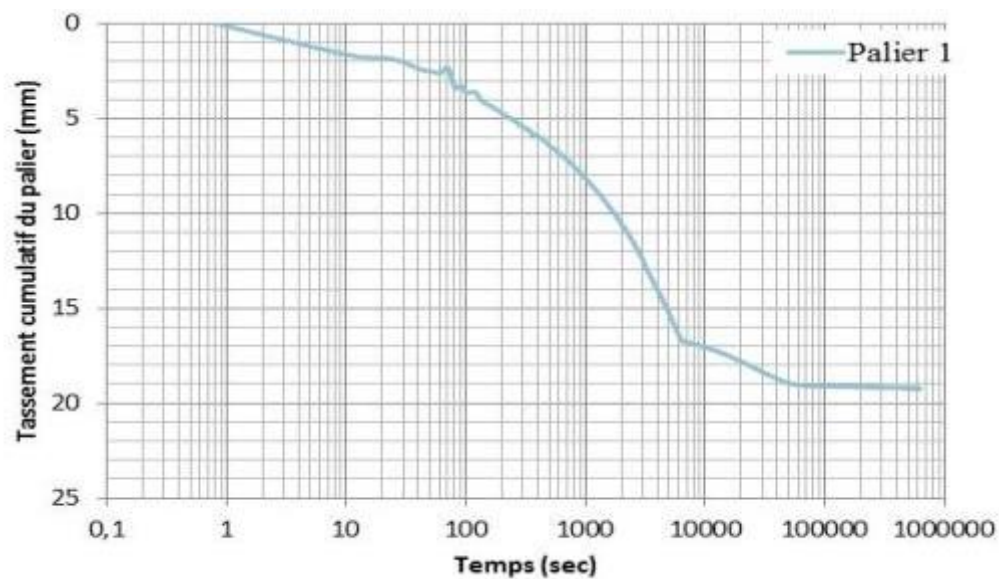
b)



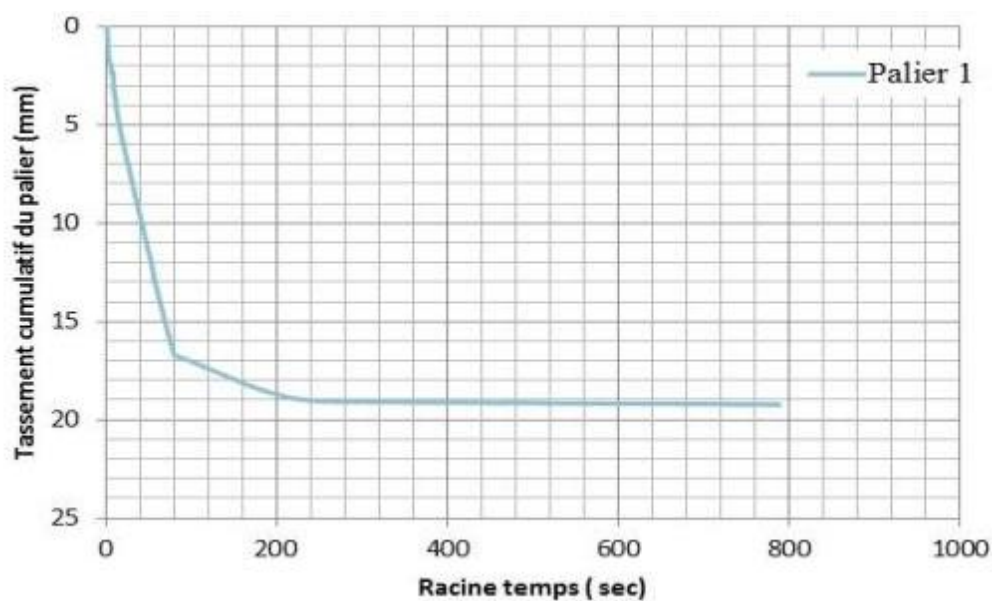
## ANNEXE 28: ESSAI DE COMPRESSION 6. COURBES DE TASSEMENT

Essai 6 : Palier 1 a) Méthode de Casagrande ; b) Méthode de Taylor

a)



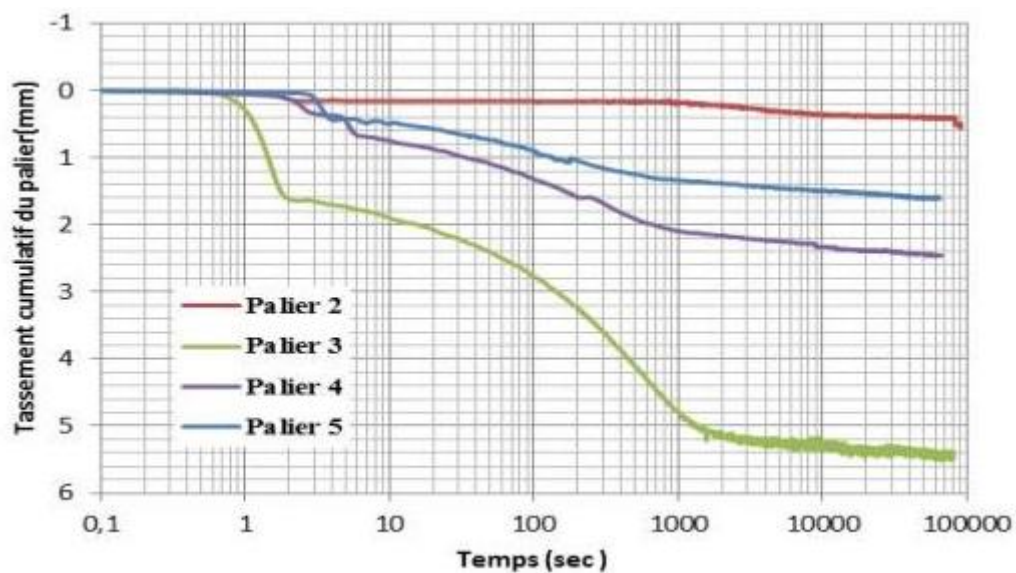
b)



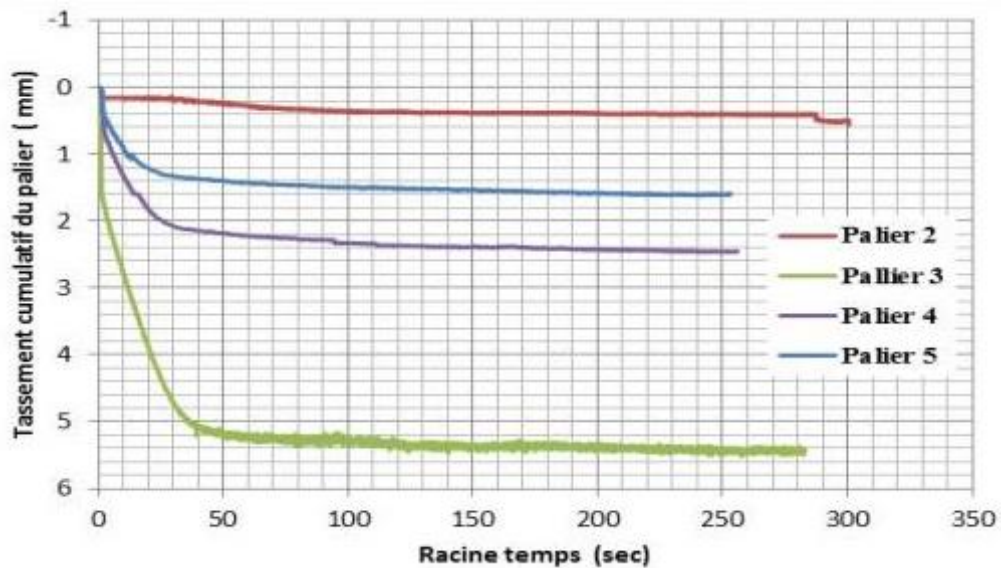


**Essai 6 : Palier 2 à 5 a) Méthode de Casagrande ; b) Méthode de Taylor**

a)

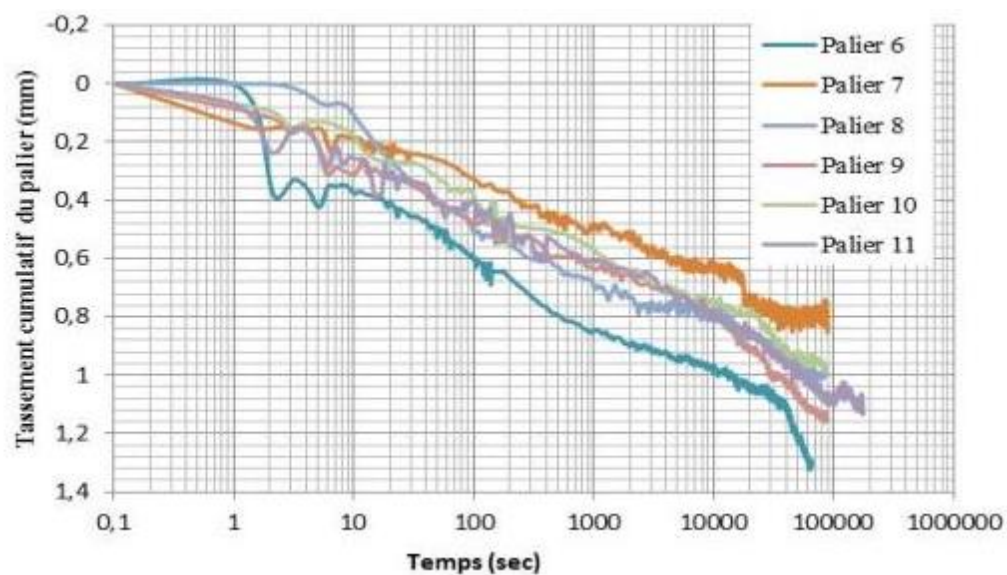


b)

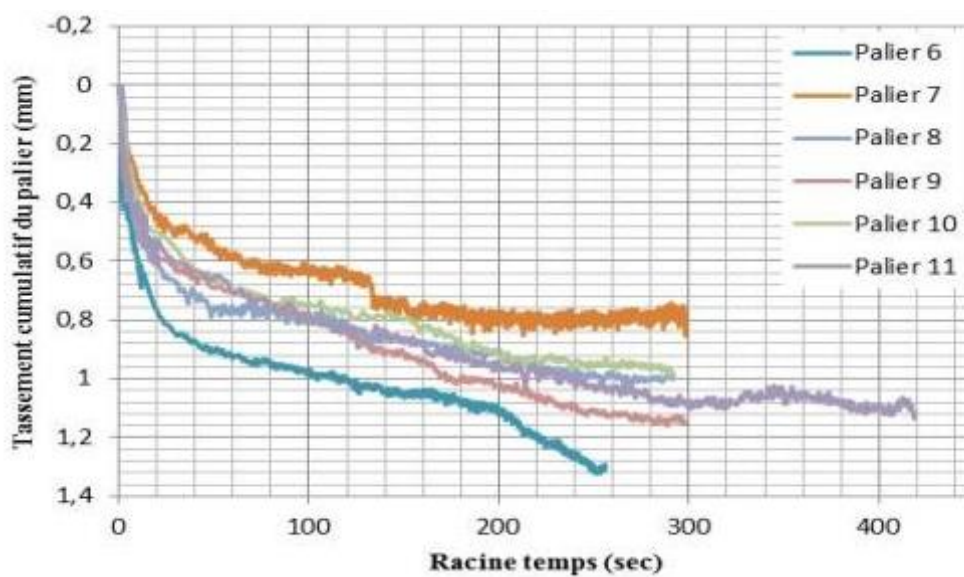


**Essai 6 : Palier 6 à 11 a) Méthode de Casagrande ; b) Méthode de Taylor**

a)



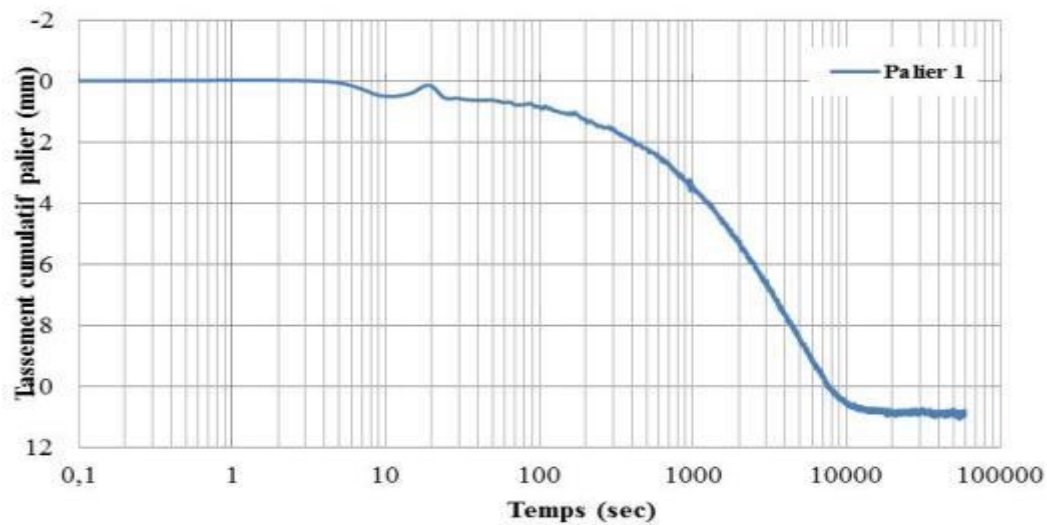
b)



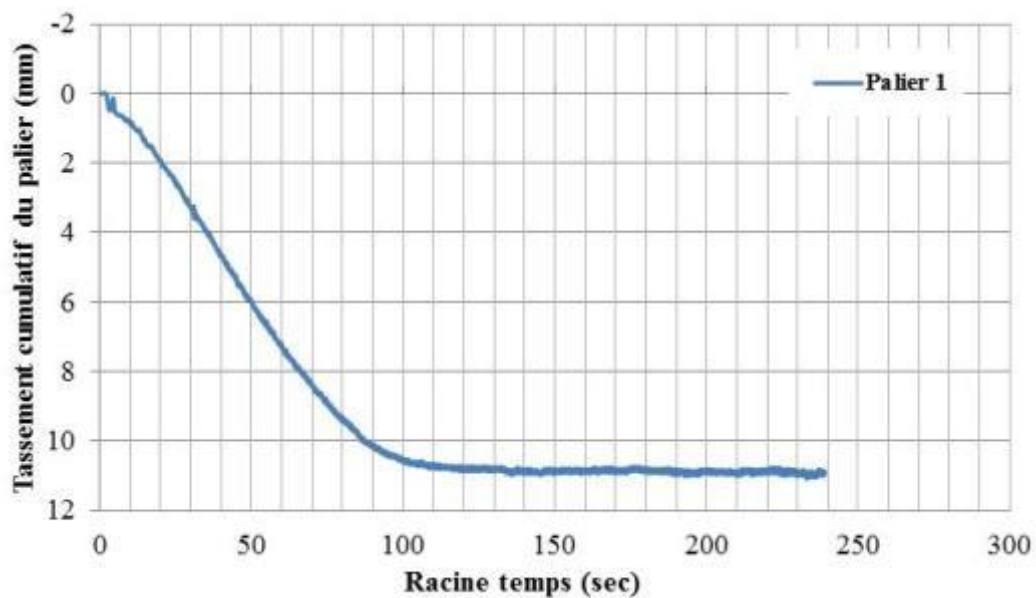
## ANNEXE 29: ESSAI DE COMPRESSION 7 COURBES DE TASSEMENT

Essai 7 : Palier 1 a) Méthode de Casagrande ; b) Méthode de Taylor

a)

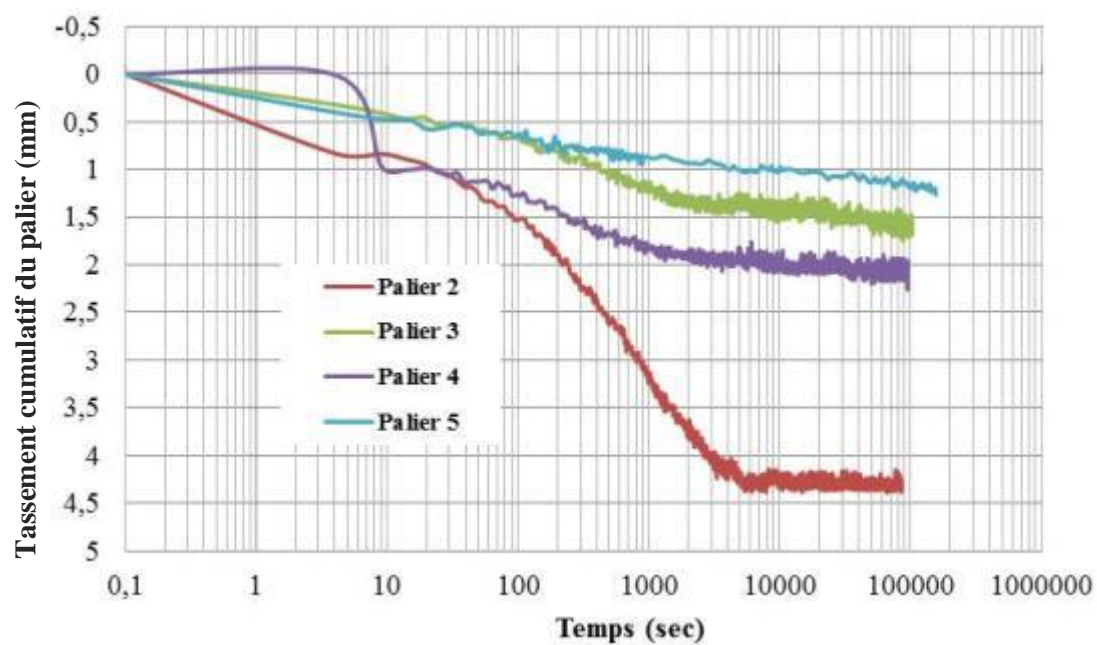


b)

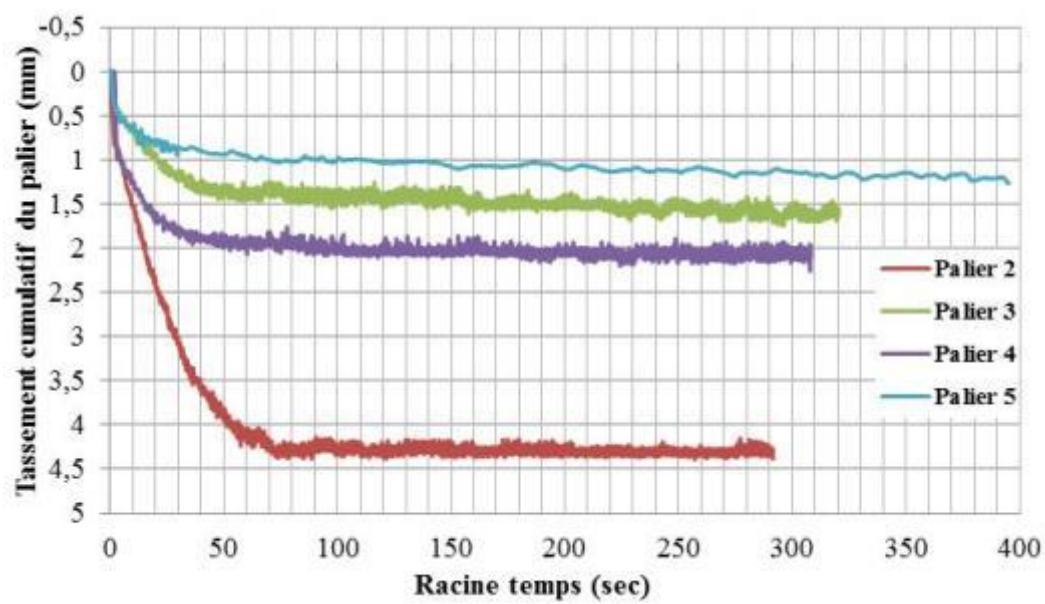


**Essai 7 : Palier 2 à 5 a) Méthode de Casagrande ; b) Méthode de Taylor**

a)

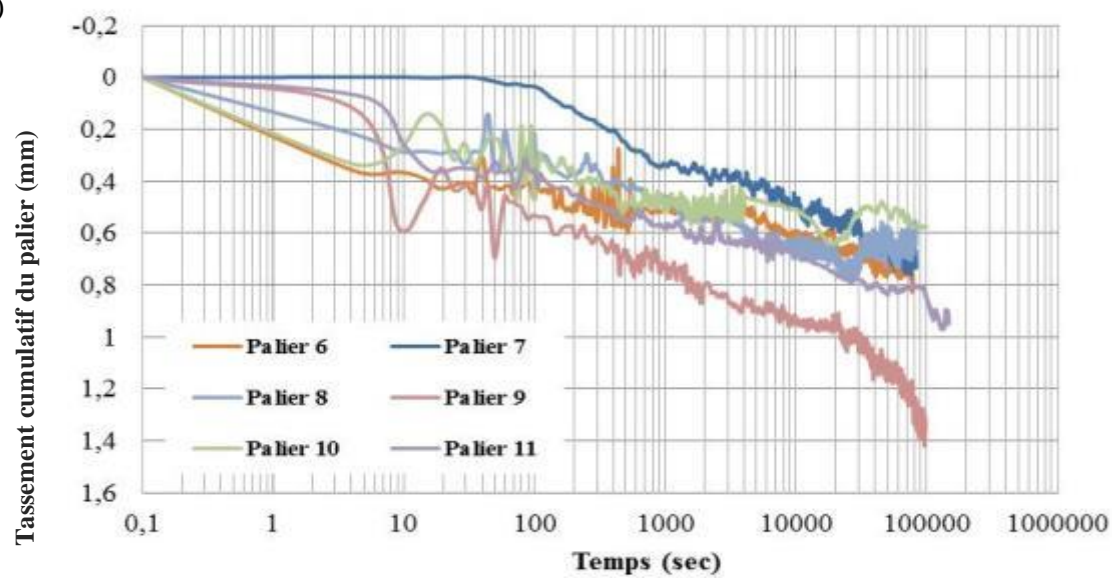


b)

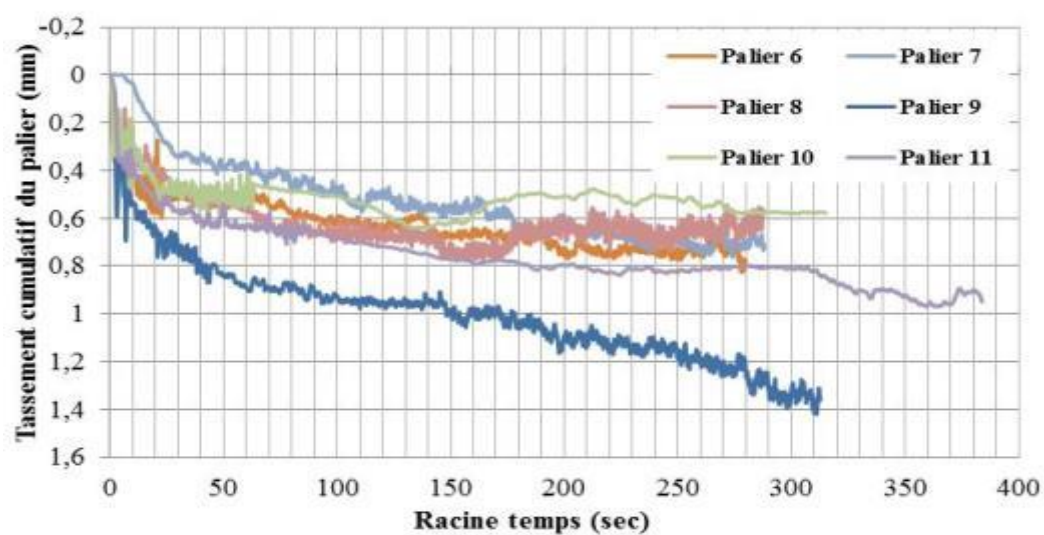


**Essai 7 : Palier 6 à 11 a) Méthode de Casagrande ; b) Méthode de Taylor**

a)



b)



# **ANNEXE 30 : ÉVALUATION DE LA CONDUCTIVITÉ HYDRAULIQUE SATURÉE PAR LES MODÈLES PRÉDICTIFS KC ( CHAPUIS ET AL.2003) ET KCM (MBONIMBA ET AL.2002)**

Détails de calcul de la surface spécifique des résidus CM saturés

D mm	% P	Différence X (PD-Pd)	$S_s=6/dp_s$ m <sup>2</sup> /kg	X $S_s$ m <sup>2</sup> /kg
0,160	100	----	----	----
0,080	94	0,1	27,8	1,6
0,046	73,7	0,2	48,6	9,9
0,035	64,7	0,1	64,0	5,7
0,026	54,9	0,1	84,6	8,3
0,020	45,5	0,1	112,9	10,6
0,015	33,6	0,1	149,8	17,7
0,011	25,2	0,1	196,8	16,6
0,008	18,1	0,1	269,5	19,2
0,006	12,3	0,1	370,4	21,7
0,004	8,8	0,0	515,9	17,7
0,003	6,0	0,0	721,4	20,6
0,002	3,8	0,0	1006,5	21,5
0,001	3,1	0,0	1748,6	12,5
0,00073	0	0,0	3028,7	95,0
Surface spécifique (m <sup>2</sup> /kg)				278,55



- Méthode de Kozeny-Carman (Chapuis et Aubertin, 2003):

Un exemple de calcul de  $k_{sat}$  selon KC (Chapuis et Aubertin 2003) pour l'essai 1 indice des vides  $e=0,702$  selon l'équation 2-56

où  $S_s=278,55 \text{ m}^2/\text{kg}$  ;  $D_r = 2,75$  est la densité des solides (sans unité).

$$\log(k) = 0,5 + \log\left(\frac{0,702^3}{2,75^2 * 278,55^2 * (1 + 0,702)}\right) = -5,96$$

$$k = 1,096 \times 10^{-6} \text{ m/s} = 1,096 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$$

- Méthode de Kozeny-Carman  $KC_{rm}$  adaptée aux résidus miniers (Chapuis et Aubertin, 2003):

$k_{sat}$  est calculée selon l'équation 2-57, d'où on obtient :

$$\log(k) = 1,5 * \left[ 0,5 + \log\left(\frac{0,702^3}{2,75^2 * 278,55^2 * (1 + 0,702)}\right) \right] + 2 = -6,94$$

$$k = 1,146 \times 10^{-7} \text{ m/s} = 1,146 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$$

- Méthode de Kozeny-Carman modifié (KCM) de Mbonimba et al. (2002) :

$k_{sat}$  est calculée selon l'équation 2-53, avec  $C_G$  est une constante adimensionnelle  $C_G = 0,1$ ;  $\mu_w$  viscosité dynamique de l'eau ( $\mu_w = 10^{-3} \text{ Pa} \cdot \text{s}^{-1}$  à  $20^\circ\text{C}$ ) ;  $\gamma_w$  poids unitaire de l'eau ( $9,81 \text{ kN/m}^3$ ) ;  $C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 10$  coefficient d'uniformité et  $x$  égale à 2,

$$k = 0,1 * \frac{9,81}{10^{-3}} 10^{0,33} * 0,00045^2 \frac{0,702^{3+2}}{1 + 0,702}$$

$$k = 4,29 \times 10^{-5} \text{ cm/s} = 4,29 \times 10^{-7} \text{ m/s}$$

Détail de calcul de  $k_{sat}$  selon les modèles KC (2003) et KC résidus (2003)

indice des vides $e$ (-)	densité relative $D_r$ (-)	Surface spécifique $S_s$ ( $m^2/kg$ )	$k_{sat}$ modèle KC (2003) cm/s	$k_{sat}$ modèle KC résidus (2003) cm/s
0,702	2,75	278,551466	1,10E-04	1,15E-05
0,740	2,75	278,551466	1,26E-04	1,41E-05
0,800	2,75	278,551466	1,53E-04	1,90E-05

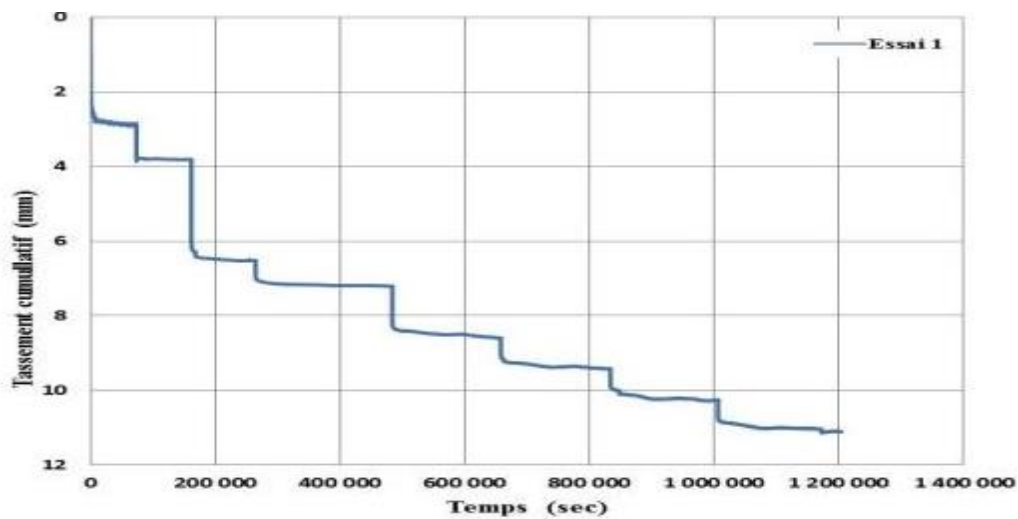
Détail de calcul de  $k_{sat}$  selon les modèles KCM (2002)

indice des vides $e$ (-)	densité relative $D_r$ (-)	constante $C_g$ (-)	Coefficient d'uniformité $C_U$ (-)	viscosité dynamique $\eta_w$ (Pa/sec)	$k_{sat}$ modèle KCM (2002) cm/s
0,702	2,75	0,1	10	$1 \cdot 10^{-3}$	$4,29 \cdot 10^{-5}$
0,74	2,75	0,1	10	$1 \cdot 10^{-3}$	$5,46 \cdot 10^{-5}$
0,8	2,75	0,1	10	$1 \cdot 10^{-3}$	$7,79 \cdot 10^{-5}$

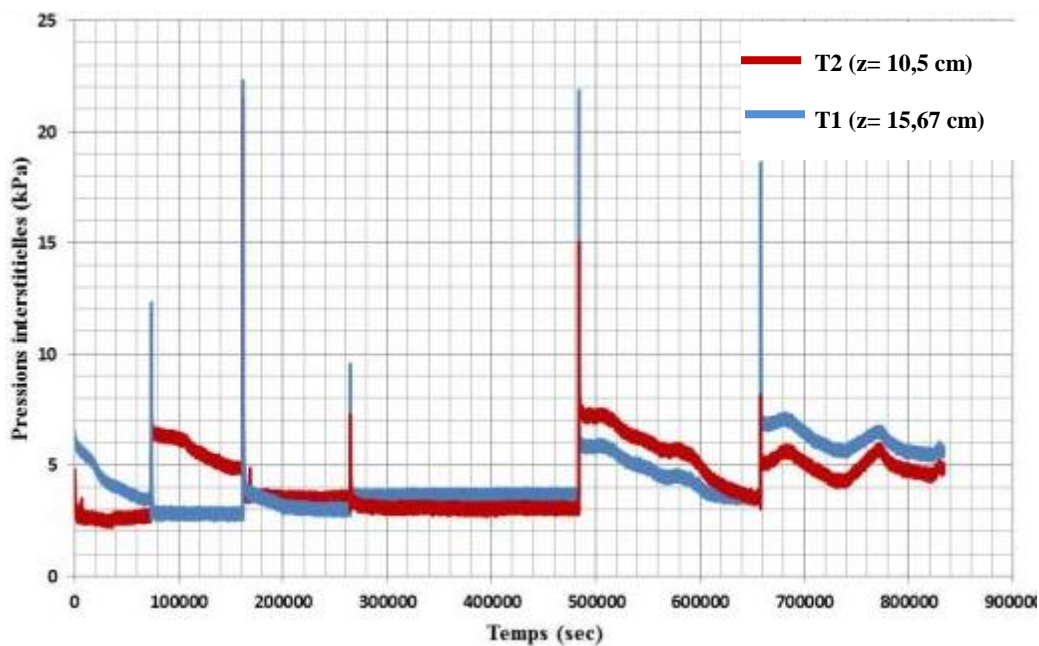


**ANNEXE 31: RÉSULTATS DE L'ESSAI DE COMPRESSION 1 EN  
CONDITIONS SATURÉES. A) DÉPLACEMENTS VERTICAUX MESURÉS  
DURANT L'ESSAI ; B) DISSIPATION DES SURPRESSIONS  
INTERSTITIELLES MESURÉES.**

a)

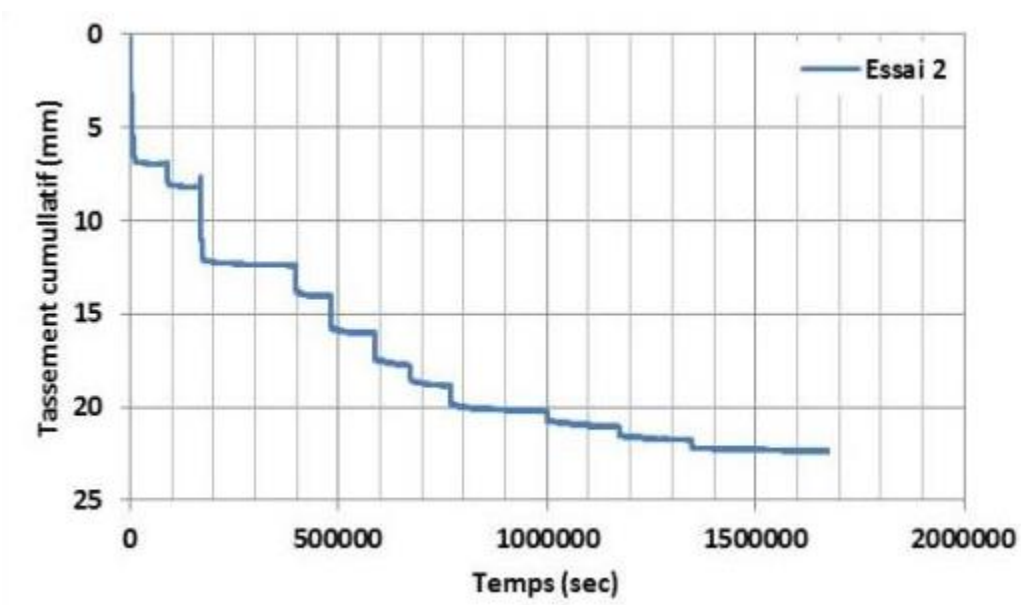


b)

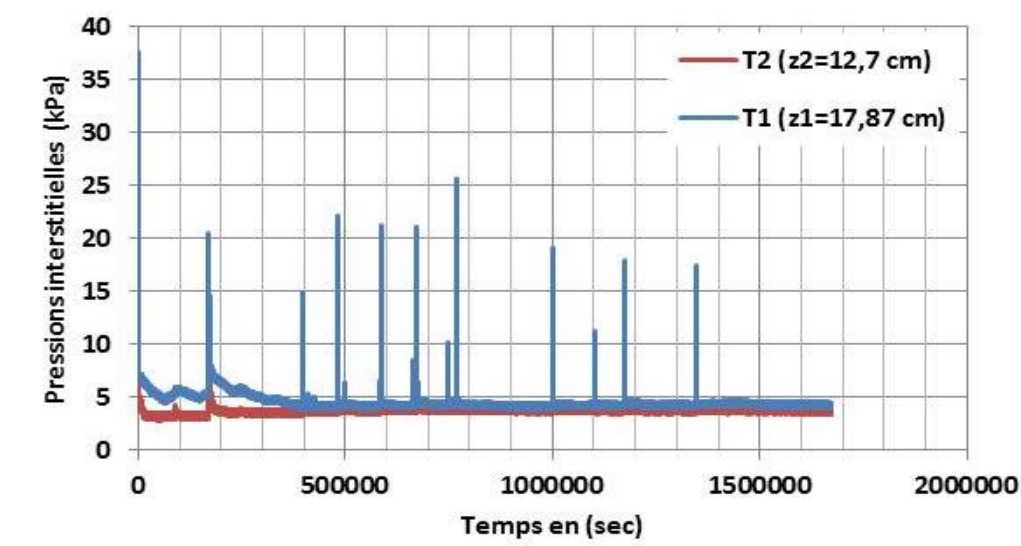


Essai 2

a)

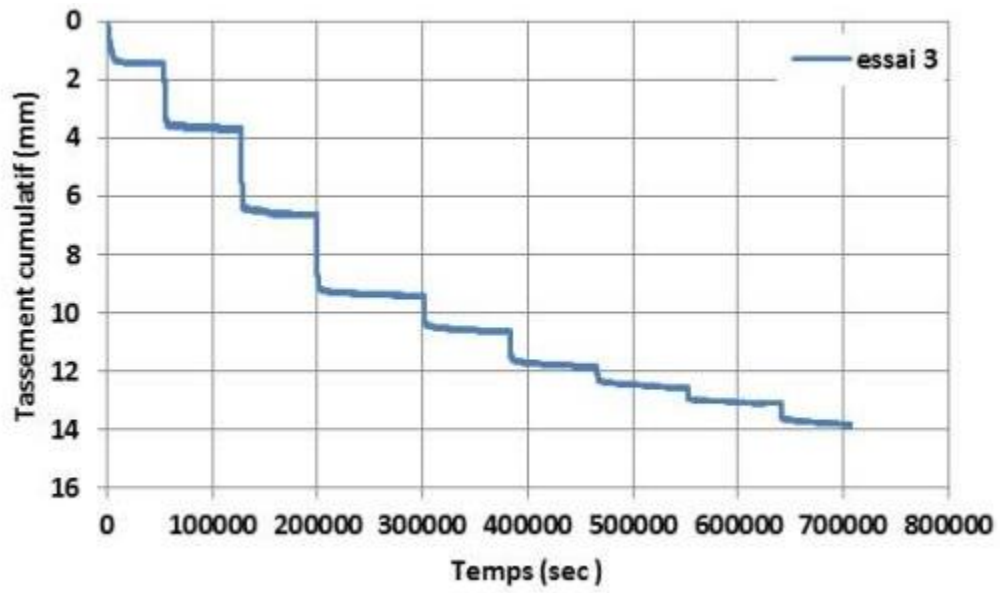


b)

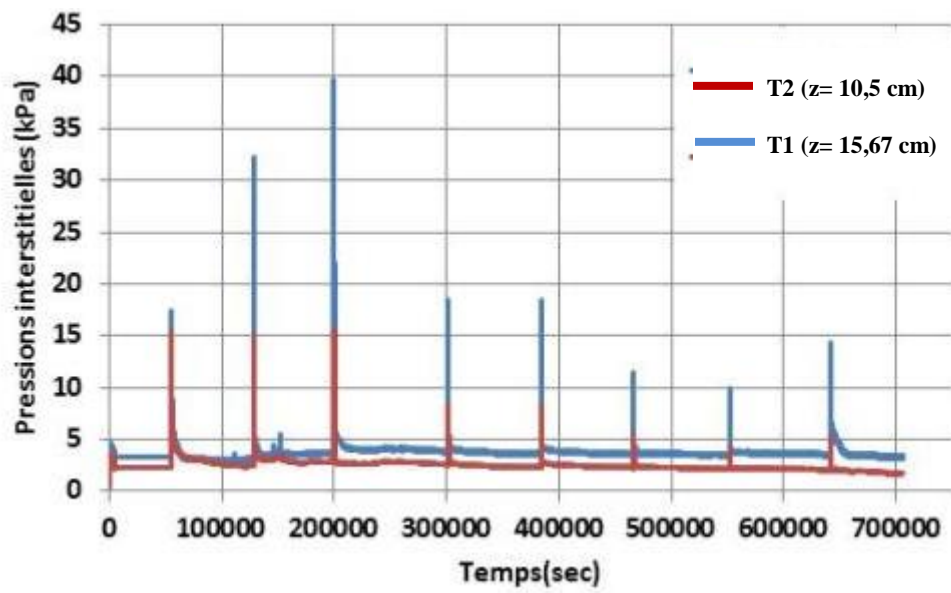


## Essai 3

a)

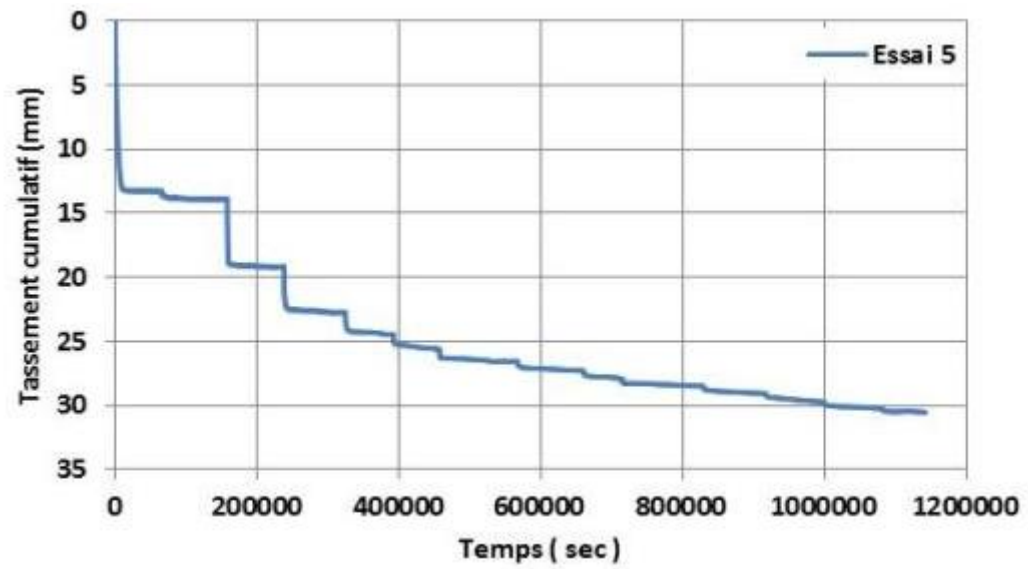


b)

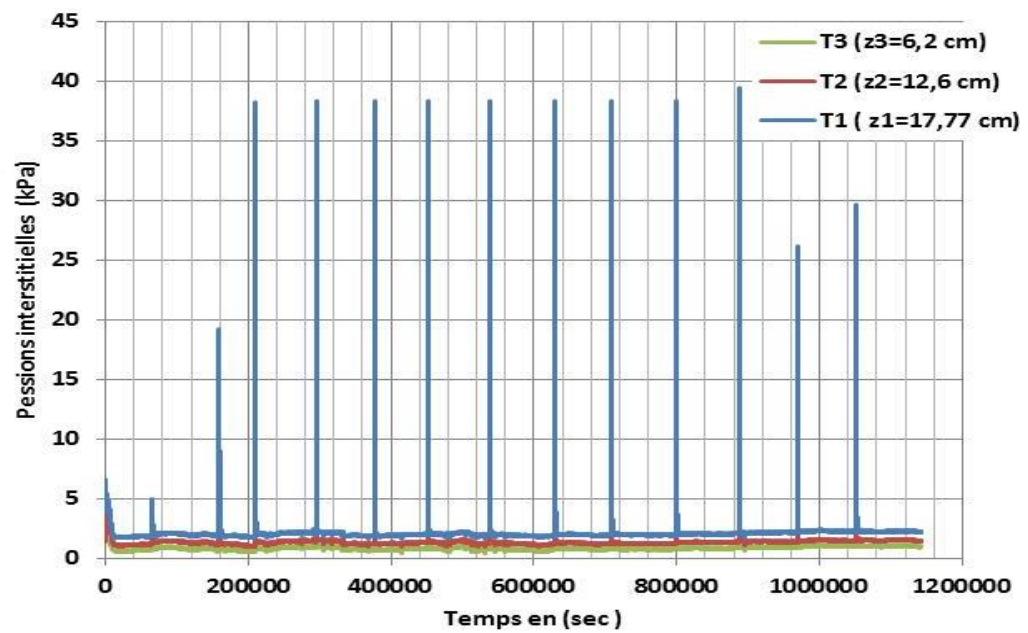


## Essai 5

a)

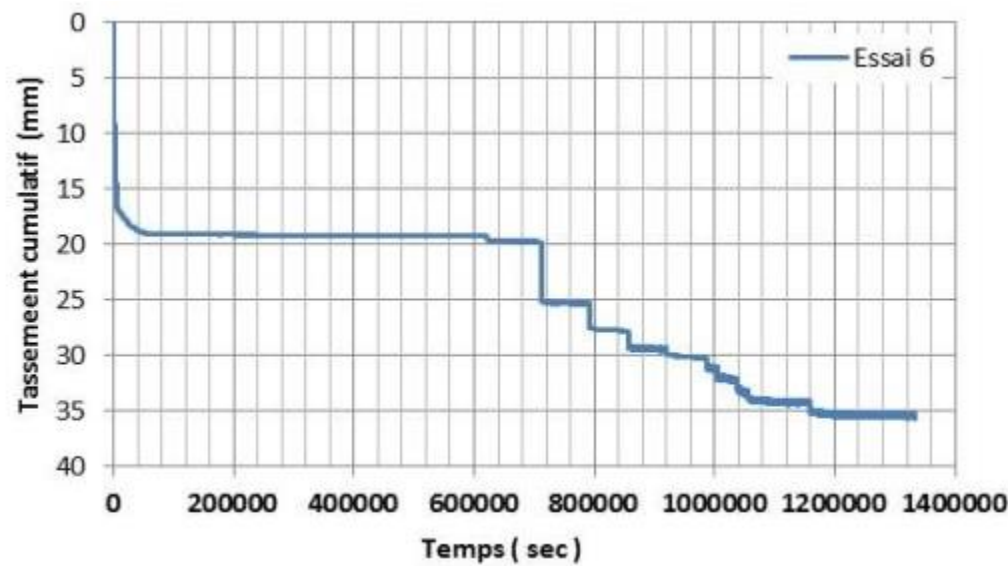


b)

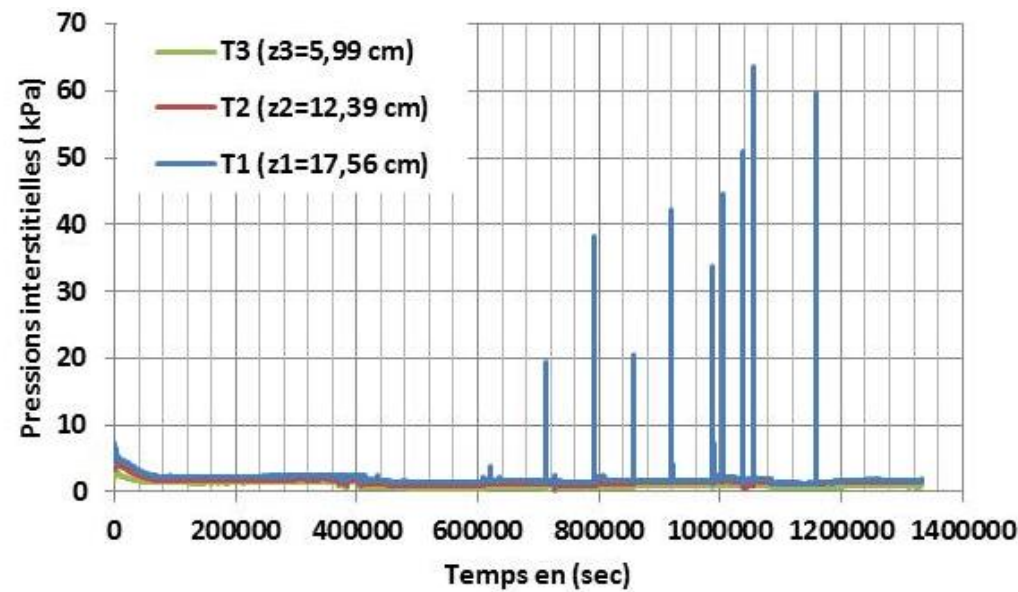


Essai 6

a)

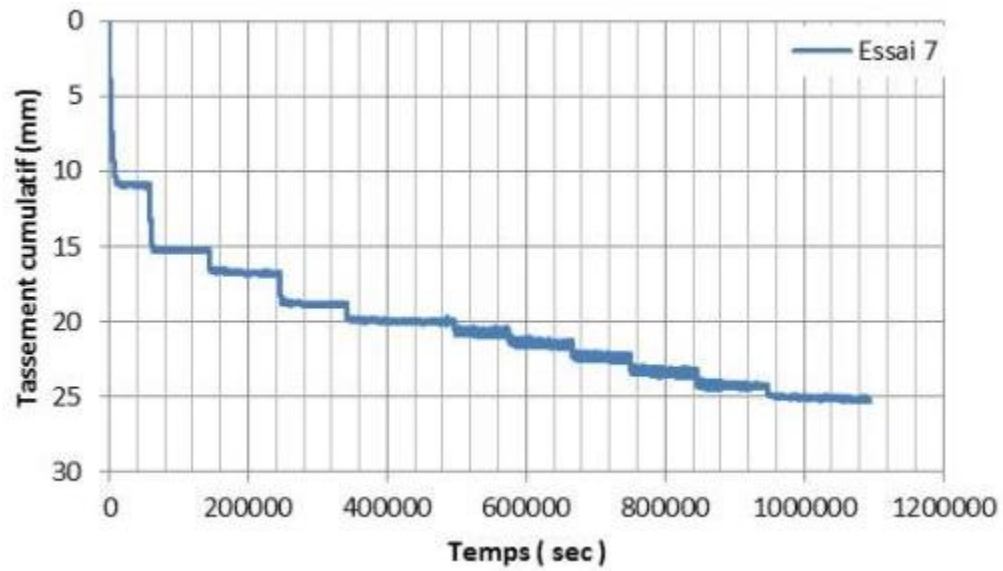


b)

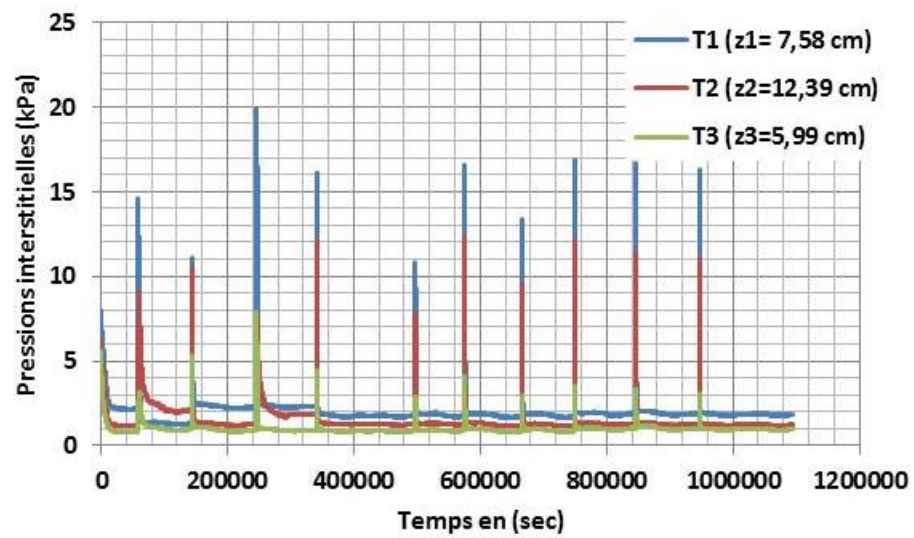


## Essai 7

a)



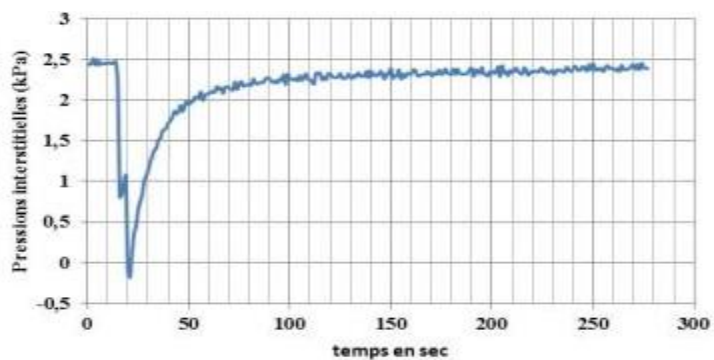
b)



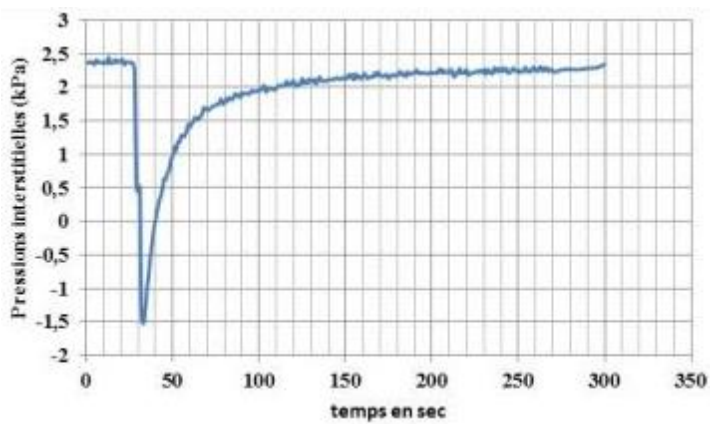
## ANNEXE 32: VARIATION DES PRESSIONS INTERSTITIELLES À LA BASE DE L'ÉPROUVETTE EN FONCTIONS DU TEMPS

Essai 5 : Palier 15 à 17

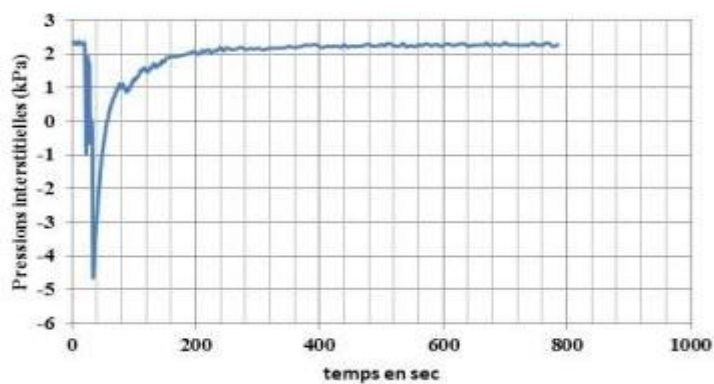
a)



b)

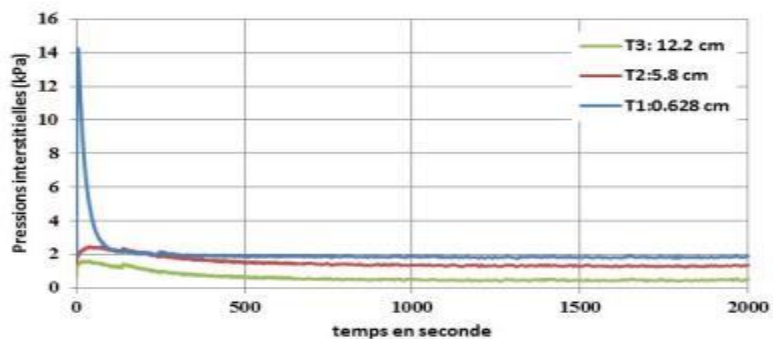


c)

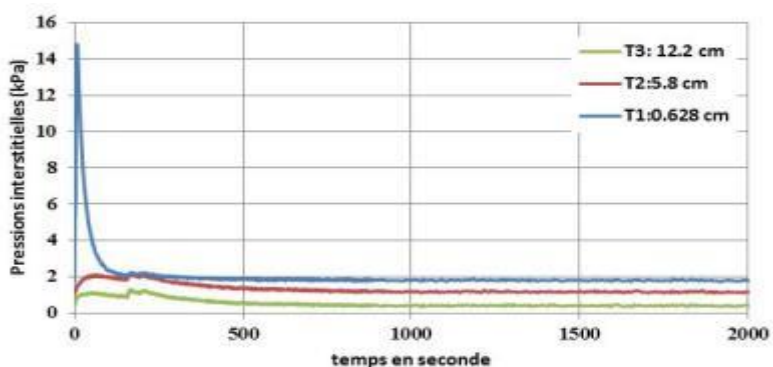


**ANNEXE 33: PRESSIONS INTERSTITIELLES GÉNÉRÉES À LA BASE  
DE L'ÉCHANTILLON LORS DE L'ACCROISSEMENT DES  
CONTRAINTES (55KPA) AU COURS DES PALIERS DE  
RECHARGEMENT 19, 20 ET 21 POUR L'ESSAI 4.**

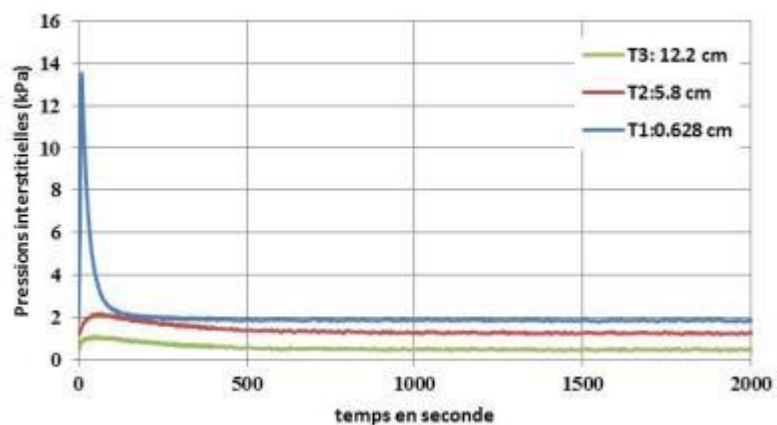
a)



b)



c)





## ANNEXE 34 : PARAMÈTRES DE LA COMPRESSION SECONDAIRE POUR LES ESSAIS DE COMPRESSION 1 À 7 SUR DES RÉSIDUS SATURÉS

Essai 1

$\sigma'_{vr}$ contrainte effective (kPa)	Tassement palier (mm)	Tassement cumulatif palier (mm)	% compression secondaire	indice des vides à la fin de la compression primaire $e_p$	Indice de compression secondaire $C_a$ /palier	Indice de compression secondaire modifié $C_{ae}$ /palier	$C_a/C_c$	Compression secondaire mm/Cycle logarithmique	Compression secondaire cumul mm/Cycle logarithmique
2	2,88	2,88	0,59	0,87154	0,00104	0,00055	0,00889	0,02	0,02
5	0,92	3,80	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
22	2,71	6,50	0,52	0,82836	0,00098	0,00054	0,01978	0,01	0,03
37	1,21	7,71	1,82	0,81885	0,00096	0,00053	0,02716	0,02	0,05
74	1,39	9,10	1,47	0,80394	0,00088	0,00049	0,01654	0,02	0,07
118	0,95	10,05	3,47	0,79513	0,00133	0,00074	0,02838	0,03	0,11
170	0,84	10,89	2,93	0,78631	0,00093	0,00052	0,01502	0,02	0,13
230	0,86	11,76	2,75	0,77566	0,00084	0,00047	0,01090	0,02	0,15
<b>Moyenne</b>					<b>0,00100</b>	<b>0,00055</b>	<b>0,01952</b>	-----	-----

## Essai 2

$\sigma'_{vr}$ Contrainte effective (kPa)	Tassement palier (mm)	Tassement cumulatif palier (mm)	% compression secondaire	indice des vides à la fin de la compression primaire $e_p$	Indice de compression secondaire $C_a$ /palier	Indice de compression secondaire modifié $C_{ae}$ /palier	$C_a/C_c$	Compression secondaire mm/Cycle logarithmique	Compression secondaire cumul mm/Cycle logarithmique
2	7,09	7,09	0,16	0,90	0,0020	0,0010	0,0074	0,01	0,01
4	1,26	8,34	1,84	0,88	0,0024	0,0013	0,0294	0,02	0,03
19	4,09	12,44	0,57	0,84	0,0024	0,0013	0,0319	0,02	0,06
33	1,39	13,83	1,00	0,82	0,0015	0,0008	0,0254	0,01	0,07
61	1,60	15,43	0,84	0,80	0,0014	0,0008	0,0242	0,01	0,09
95	1,30	16,73	1,93	0,78	0,0026	0,0015	0,0438	0,03	0,11
130	1,06	17,79	2,40	0,77	0,0027	0,0015	0,0446	0,03	0,14
172	1,08	18,87	2,59	0,76	0,0029	0,0017	0,0467	0,03	0,16
199	0,87	19,74	3,30	0,75	0,0030	0,0017	0,0356	0,03	0,19
227	0,68	20,42	2,92	0,74	0,0021	0,0012	0,0244	0,02	0,21
255	0,61	21,03	2,71	0,73	0,0017	0,0010	0,0240	0,02	0,23
296	0,89	21,92	2,61	0,72	0,0025	0,0014	0,0234	0,02	0,25
338	1,01	22,93	4,25	0,71	0,0045	0,0026	0,0522	0,04	0,30
Moyenne					<b>0,0024</b>	<b>0,0014</b>	<b>0,0318</b>	-----	-----

## Essai 3

$\sigma'_{vr}$ Contrainte effective (kPa)	Tassement palier (mm)	Tassement cumulatif palier (mm)	% compression secondaire	indice des vides à la fin de la compression primaire $e_p$	Indice de compression secondaire $C_a$ /palier	Indice de compression secondaire modifié $C_{ae}$ /palier	$C_a/C_c$	Compression secondaire mm/Cycle logarithmique	Compression secondaire cumul mm/Cycle logarithmique
2	1,424	1,42	0,99	0,90538	0,00163	0,00086	0,04241	0,00163	0,01415
18	2,256	3,68	0,54	0,88436	0,00120	0,00064	0,03441	0,00120	0,02642
43	2,978	6,66	0,80	0,86899	0,00234	0,00125	0,03082	0,00234	0,05033
93	2,787	9,45	0,61	0,83409	0,00166	0,00091	0,02085	0,00166	0,06728
131	1,206	10,65	1,24	0,82804	0,00148	0,00081	0,01889	0,00148	0,08227
169	0,953	11,60	1,79	0,80710	0,00169	0,00093	0,02011	0,00169	0,09937
207	0,732	12,34	2,51	0,79986	0,00181	0,00101	0,02239	0,00181	0,11771
258	0,547	12,88	1,99	0,79393	0,00107	0,00060	0,01917	0,00107	0,12857
Moyenne					<b>0,00161</b>	<b>0,00087</b>	<b>0,02613</b>	-----	-----

## Essai 4

$\sigma'_{vr}$ Contrainte effective (kPa)	Tassement palier (mm)	Tassement cumulatif palier (mm)	% compression secondaire	indice des vides à la fin de la compression primaire $e_p$	Indice de compression secondaire $C_a$ /palier	Indice de compression secondaire modifié $C_{ae}$ /palier	$C_a/C_c$	Compression secondaire mm/Cycle logarithmique	Compression secondaire cumul mm/Cycle logarithmique
2	1,99	1,99	7	0,89327	0,00356	0,00188	0,09493	0,13	0,13
3	1,52	3,51	6	0,87795	0,00132	0,00070	0,03758	0,10	0,23
17	5,55	9,06	4	0,82422	0,00145	0,00079	0,01800	0,22	0,45
44	2,81	11,87	12	0,79701	0,00170	0,00095	0,02793	0,34	0,79
72	1,45	13,31	30	0,78336	0,00219	0,00123	0,03321	0,43	1,22
99	1,09	14,41	31	0,77146	0,00225	0,00127	0,02994	0,34	1,56
126	0,81	15,22	27	0,76536	0,00185	0,00105	0,02468	0,22	1,78
154	0,65	15,87	37	0,75721	0,00098	0,00056	0,01314	0,24	2,01
181	0,76	16,63	44	0,74992	0,00195	0,00112	0,01871	0,34	2,35
209	0,72	17,35	42	0,74245	0,00195	0,00112	0,01690	0,30	2,65
236	0,60	17,95	56	0,73687	0,00176	0,00101	0,01604	0,33	2,98
264	0,56	18,51	36	0,73007	0,00312	0,00180	0,02692	0,20	3,19
<b>Moyenne</b>					<b>0,00201</b>	<b>0,00112</b>	<b>0,02983</b>	-----	-----

## Essai 5

$\sigma'_{vr}$ Contrainte effective (kPa)	Tassement palier (mm)	Tassement cumulatif palier (mm)	% consolidation secondaire	indice des vides à la fin de la compression primaire $e_p$	Indice de compression secondaire $C_a$ /palier	Indice de compression secondaire modifié $C_{ac}$ /palier	$C_a/C_c$	Compression secondaire mm/Cycle logarithmique	Compression secondaire cumul mm/Cycle logarithmique
2	13,30	13,30	1	0,806	0,00092	0,00051	0,00138	0,06687	0,06687
3	0,60	13,90	2	0,799	0,00173	0,00096	0,02137	0,01073	0,07760
17	5,27	19,16	0	0,742	0,00079	0,00045	0,00951	0,01415	0,09175
43	3,61	22,77	9	0,703	0,00179	0,00105	0,01993	0,33520	0,42695
67	1,66	24,43	25	0,719	0,00210	0,00122	0,02308	0,40705	0,83400
95	1,19	25,62	28	0,672	0,00237	0,00142	0,02761	0,33553	1,16952
122	0,95	26,58	38	0,662	0,00195	0,00117	0,02126	0,36026	1,52978
149	0,72	27,30	39	0,654	0,00202	0,00122	0,02290	0,28035	1,81013
177	0,63	27,94	50	0,647	0,00182	0,00111	0,01972	0,31547	2,12560
204	0,53	28,47	46	0,641	0,00182	0,00111	0,01990	0,24646	2,37206
232	0,58	29,05	44	0,635	0,00182	0,00112	0,01608	0,25366	2,62573
259	0,71	29,76	56	0,627	0,00266	0,00164	0,01700	0,39525	3,02098
287	0,53	30,28	26	0,622	0,00090	0,00056	0,00697	0,13462	3,15560
314	0,38	30,66	27	0,617	0,00079	0,00049	0,00774	0,10188	3,25748
Moyenne					<b>0,00168</b>	<b>0,00100</b>	<b>0,01675</b>	-----	-----

## Essai 6

$\sigma'_{vr}$ Contrainte effective (kPa)	Tassement palier (mm)	Tassement cumulatif palier (mm)	% compression secondaire	indice des vides à la fin de la compression primaire $e_p$	Indice de compression secondaire $C_a$ /palier	Indice de compression secondaire modifié $C_{ac}$ /palier	$C_a/C_c$	Compression secondaire mm/Cycle logarithmique	Compression secondaire cumul mm/Cycle logarithmique
2	19,25	19,25	1,24521	0,746	0,02214	0,01268	0,01942	0,23965	0,23965
16	5,43	25,23	0,64607	0,686	0,00221	0,00131	0,02640	0,03509	0,27474
36	2,45	27,68	1,86620	0,659	0,00250	0,00151	0,03481	0,04580	0,32054
60	1,60	29,28	1,91279	0,642	0,00159	0,00097	0,02085	0,03056	0,35110
87	1,30	30,58	2,14882	0,629	0,00145	0,00089	0,01692	0,02790	0,37899
115	0,82	31,40	3,15530	0,619	0,00142	0,00088	0,01915	0,02602	0,40502
155	0,98	32,39	3,78605	0,608	0,00194	0,00121	0,02411	0,03727	0,44229
196	1,15	33,54	4,48229	0,598	0,00224	0,00140	0,01817	0,05173	0,49402
251	0,97	34,52	5,51931	0,587	0,00246	0,00155	0,02515	0,05380	0,54782
312	1,06	35,58	6,45511	0,576	0,00280	0,00177	0,02178	0,06865	0,61647
<b>Moyenne</b>					<b>0,00408</b>	<b>0,00242</b>	<b>0,02267</b>	-----	-----

## Essai 7

$\sigma'_{vr}$ Contrainte effective (kPa)	Tassement palier (mm)	Tassement cumulatif palier (mm)	% compression secondaire	indice des vides à la fin de la compression primaire $e_p$	Indice de compression secondaire $C_a$ /palier	Indice de compression secondaire modifié $C_{ac}$ /palier	$C_a/C_c$	Compression secondaire mm/Cycle logarithmique	Compression secondaire cumul mm/Cycle logarithmique
4	13,30	13,30	0,08	0,721	0,00026	0,0002	0,00048	0,02297	0,02297
18	0,60	13,90	0,09	0,678	0,00041	0,0002	0,00069	0,00268	0,02565
28	5,27	19,16	0,15	0,666	0,00097	0,0006	0,04614	0,01851	0,04416
56	3,61	22,77	1	0,646	0,00112	0,0007	0,02205	0,21430	0,25846
80	1,66	24,43	2	0,637	0,00185	0,0011	0,03503	0,34483	0,60330
108	1,19	25,62	3	0,628	0,00211	0,0013	0,04662	0,33735	0,94065
148	0,95	26,58	4	0,621	0,00214	0,0013	0,03401	0,30342	1,24406
192	0,72	27,30	6	0,613	0,00217	0,0013	0,07141	0,39504	1,63911
247	0,63	27,94	8	0,604	0,00361	0,0023	0,02685	0,62968	2,26878
280	0,53	28,47	8	0,596	0,00115	0,0007	0,02333	0,19240	2,46119
341	0,58	29,05	10	0,590	0,00194	0,0012	0,01953	0,36559	2,82678
<b>Moyenne</b>					<b>0,00161</b>	<b>0,00099</b>	<b>0,02965</b>	-----	-----

## ANNEXE 35 : PARAMÈTRES DE COMPRESSIBILITÉ DES RÉSIDUS CM

Essai de compression 8 sous succion imposée  $\psi = 5$  kPa

palier	$\psi$ succion imposée (kPa)	Contrainte verticale $\sigma_{vr}$ (kPa)	Contrainte verticale $\sigma_v$ (kPa)	Tassement palier (mm)	Tassement cumulatif palier (mm)	Indice des vides $e$ (-)	$a_v$ Coefficient de compressibilité (kPa <sup>-1</sup> )	Coefficient de compressibilité volumique $m_v$ (kPa <sup>-1</sup> )	Indice de compression $C_c$ (-)
initial	-----	-----	-----	-----	-----	0,919	-----	-----	-----
1		18	23	15,082	15,082	0,768	-----	-----	-----
2		18	23	0,836	15,917	0,759	-----	-----	-----
3		18	23	0,158	16,076	0,758	-----	-----	-----
4	5	40	57	2,467	18,542	0,733	$7,22 \cdot 10^{-4}$	$3,76 \cdot 10^{-4}$	0,063
5	5	67	100	1,547	20,089	0,718	$5,77 \cdot 10^{-4}$	$3,33 \cdot 10^{-4}$	0,069
6	5	93	142	1,080	21,169	0,707	$4,03 \cdot 10^{-4}$	$2,35 \cdot 10^{-4}$	0,074
7	5	121	184	1,047	22,216	0,696	$3,88 \cdot 10^{-4}$	$2,27 \cdot 10^{-4}$	0,095
8	5	147	227	0,806	23,023	0,689	$2,73 \cdot 10^{-4}$	$1,61 \cdot 10^{-4}$	0,084
9	5	177	273	0,678	23,700	0,682	$2,51 \cdot 10^{-4}$	$1,48 \cdot 10^{-4}$	0,093
10	5	204	316	0,509	24,209	0,677	$1,73 \cdot 10^{-4}$	$1,03 \cdot 10^{-4}$	0,076
11	5	230	357	0,505	24,714	0,672	$1,94 \cdot 10^{-4}$	$1,16 \cdot 10^{-4}$	0,097
12	5	258	401	0,783	25,496	0,664	$2,81 \cdot 10^{-4}$	$1,68 \cdot 10^{-4}$	0,158
13	5	298	463	0,693	26,189	0,657	$1,74 \cdot 10^{-4}$	$1,04 \cdot 10^{-4}$	0,111
Moyenne							$3,44 \cdot 10^{-4}$	$1,97 \cdot 10^{-4}$	0,091



Essai de compression 9 sous succion imposée  $\psi = 10$  kPa

palier	$\psi$ succion imposée (kPa)	Contrainte verticale $\sigma_{vr}$ (kPa)	Contrainte verticale $\sigma_v$ (kPa)	Tassement palier (mm)	Tassement cumulatif palier (mm)	Indice des vides $e$ (-)	$a_v$ Coefficient de compressibilité (kPa <sup>-1</sup> )	Coefficient de compressibilité volumique $m_v$ (kPa <sup>-1</sup> )	Indice de compression $C_C$ (-)
initial	-----	-----	-----	-----	-----	0,936		-----	-----
1	0	16	19	21,582	21,582	0,721		-----	-----
2	10	15	19	0,028	21,610	0,723		-----	-----
3	10	15	19	0,551	22,161	0,718		-----	-----
4	10	39	57	3,606	25,767	0,682	$9,47 \cdot 10^{-4}$	$5,5 \cdot 10^{-4}$	0,075
5	10	66	98	1,986	27,752	0,662	$7,48 \cdot 10^{-4}$	$4,4 \cdot 10^{-4}$	0,089
6	10	92	140	1,361	29,113	0,649	$5,10 \cdot 10^{-4}$	$3,1 \cdot 10^{-4}$	0,092
7	10	119	182	1,053	30,166	0,638	$3,95 \cdot 10^{-4}$	$2,4 \cdot 10^{-4}$	0,096
8	10	146	224	1,420	31,586	0,624	$5,26 \cdot 10^{-4}$	$3,2 \cdot 10^{-4}$	0,160
9	10	172	266	0,616	32,202	0,618	$2,34 \cdot 10^{-4}$	$1,4 \cdot 10^{-4}$	0,085
10	10	199	308	0,583	32,786	0,612	$2,17 \cdot 10^{-4}$	$1,3 \cdot 10^{-4}$	0,092
11	10	225	349	1,098	33,884	0,601	$4,13 \cdot 10^{-4}$	$2,6 \cdot 10^{-4}$	0,201
12	10	253	393	0,442	34,326	0,597	$1,59 \cdot 10^{-4}$	$9,9 \cdot 10^{-5}$	0,088
13	10	293	455	1,508	35,834	0,582	$3,77 \cdot 10^{-4}$	$2,4 \cdot 10^{-4}$	0,236
Moyenne							$4,53 \cdot 10^{-4}$	$2,73 \cdot 10^{-4}$	0,121

Essai de compression 10 sous succion imposée  $\psi = 20$  kPa

palier	$\psi$ succion imposée (kPa)	Contrainte verticale $\sigma_{vr}$ (kPa)	Contrainte verticale $\sigma_v$ (kPa)	Tassement palier (mm)	Tassement cumulatif palier (mm)	Indice des vides $e$ (-)	$a_v$ Coefficient de compressibilité (kPa <sup>-1</sup> )	Coefficient de compressibilité volumique $m_v$ (kPa <sup>-1</sup> )	Indice de compression $C_c$ (-)	Indice de recompression $C_r$ (-)
initial	-----	-----	-----	-----	-----	0,935		-----	-----	-----
1	20	17	20	17,61	17,61	0,763		-----	-----	-----
2	20	16	20	0,48	18,09	0,758		-----	-----	-----
3	20	16	20	1,62	19,71	0,742		-----	-----	-----
4	20	39	56	3,87	23,58	0,704	$1,07 \cdot 10^{-3}$	$6,1 \cdot 10^{-4}$	0,100	-----
5	20	66	98	1,27	24,85	0,692	$4,64 \cdot 10^{-4}$	$2,7 \cdot 10^{-4}$	0,055	-----
6	20	93	140	0,97	25,82	0,685	$2,76 \cdot 10^{-4}$	$1,6 \cdot 10^{-4}$	0,050	-----
7	20	120	183	0,53	26,35	0,679	$1,92 \cdot 10^{-4}$	$1,1 \cdot 10^{-4}$	0,047	-----
8	20	146	225	0,69	27,04	0,675	$1,67 \cdot 10^{-4}$	$1,0 \cdot 10^{-4}$	0,051	-----
9	20	176	271	0,51	27,55	0,669	$1,94 \cdot 10^{-4}$	$1,2 \cdot 10^{-4}$	0,072	-----
10	20	220	340	1,12	28,67	0,658	$2,62 \cdot 10^{-4}$	$1,6 \cdot 10^{-4}$	0,119	-----
11	20	285	444	1,12	29,79	0,646	$1,70 \cdot 10^{-4}$	$1,0 \cdot 10^{-4}$	0,098	-----
12	20	223	345	-0,42	29,37	0,651	-----	-----	-----	0,041
13	20	144	222	-0,37	29,00	0,653	-----	-----	-----	0,013
14	20	64	96	-0,94	28,06	0,661	-----	-----	-----	0,022
15	20	35	51	-0,41	27,65	0,664	-----	-----	-----	0,012
Moyenne							$3,49 \cdot 10^{-4}$	$2,05 \cdot 10^{-4}$	0,074	0,022

Essai de compression 11 sous succion imposée  $\psi = 30$  kPa

palier	$\psi$ suction imposée (kPa)	Contrainte verticale $\sigma_{vr}$ (kPa)	Contrainte verticale $\sigma_v$ (kPa)	Tassement palier (mm)	Tassement cumulatif palier (mm)	Indice des vides $e$ (-)	$a_v$ Coefficient de compressibilité (kPa <sup>-1</sup> )	Coefficient de compressibilité volumique $m_v$ (kPa <sup>-1</sup> )	Indice de compression $C_c$ (-)	Indice de recompression $C_r$ (-)
initial	----- -	-----	-----	-----	-----	0,93	-----	-----	-----	-----
1	30	17	20	17,61	17,61	0,78	-----	-----	-----	-----
2	30	23	31	0,48	18,09	0,77	-----	-----	-----	-----
3	30	23	31	1,62	19,71	0,77	-----	-----	-----	-----
4	30	23	31	3,87	23,58	0,75	-----	-----	-----	-----
5	30	54	79	1,27	24,85	0,73	$3,47 \cdot 10^{-4}$	$2,0 \cdot 10^{-4}$	0,041	-----
6	30	107	163	0,97	25,82	0,71	$3,08 \cdot 10^{-4}$	$1,8 \cdot 10^{-4}$	0,055	-----
7	30	162	249	0,53	26,35	0,70	$1,85 \cdot 10^{-4}$	$1,1 \cdot 10^{-4}$	0,056	-----
8	30	219	339	0,69	27,04	0,69	$2,16 \cdot 10^{-4}$	$1,3 \cdot 10^{-4}$	0,094	-----
9	30	275	427	0,51	27,55	0,69	$8,63 \cdot 10^{-5}$	$5,1 \cdot 10^{-5}$	0,049	-----
10	30	342	532	1,12	28,67	0,68	$1,15 \cdot 10^{-4}$	$6,8 \cdot 10^{-5}$	0,081	-----
11	30	277	430	1,12	29,79	0,68	-----	-----	-----	0,010
12	30	199	308	-0,42	29,37	0,68	-----	-----	-----	0,006
13	30	119	182	-0,37	29,00	0,68	-----	-----	-----	0,007
14	30	38	54	-0,94	28,06	0,69	-----	-----	-----	0,006
Moyenne							$2,09 \cdot 10^{-4}$	$1,22 \cdot 10^{-4}$	0,063	0,007



Essai de compression 13 inclut deux essais, un essai à succion croissante 0-73 kPa; et un essai de compression sous succion imposée de  $\psi = 73$  kPa tenant compte de l'effet de friction.

Essai	palier	$\psi$ suction imposée (kPa)	Contrainte réelle (kPa)	Tassement palier (mm)	Tassement cumulatif palier (mm)	Indice des vides e	C <sub>c</sub> (-)	Cr (-)
chargement axial	initial	-----	-----	-----	-----	0,96	-----	-----
	1	0	7	19,13	19,13	0,76	-----	-----
	2	0	22	3,61	22,74	0,74	-----	-----
	3	0	36	2,45	25,20	0,69	-----	-----
	4	0	50	1,60	26,80	0,67	-----	-----
	5	0	70	1,30	28,09	0,65	-----	-----
13-A suction croissante de 0 à 73 kPa	6	0,1	70	0,17	28,26	0,65	-----	-----
	7	5	70	0,11	28,37	0,65	-----	-----
	8	10	70	0,13	28,50	0,65	-----	-----
	9	20	70	0,19	28,70	0,64	-----	-----
	10	30	70	2,12	30,82	0,63	-----	-----
	11	40	70	0,45	31,27	0,62	-----	-----
	12	50	70	0,28	31,55	0,62	-----	-----
	13	60	70	0,26	31,81	0,62	-----	-----
	14	70	70	0,49	32,29	0,62	-----	-----
	15	73	70	0,36	32,66	0,61	-----	-----
13-B compression sous suction constante $\psi$ = 73 kPa	16	73	97	0,22	32,88	0,61	0,012	-----
	17	73	138	0,66	33,54	0,61	0,034	-----
	18	73	192	0,81	34,35	0,60	0,045	-----
	19	73	246	0,98	35,33	0,59	0,071	-----
	20	73	314	1,24	36,56	0,58	0,120	-----
	21	73	368	0,51	37,07	0,58	0,016	-----
	22	73	287	0,36	36,71	0,58	-----	0,036
	23	73	205	0,16	36,55	0,58	-----	0,005
	24	73	124	0,43	36,13	0,59	-----	0,009
Moyenne							0,050	0,017

### ANNEXE 36 : RELATION ENTRE $\Psi$ , $w$ , $e$ , $\theta$ , $S_r$ DES RÉSIDUS CM

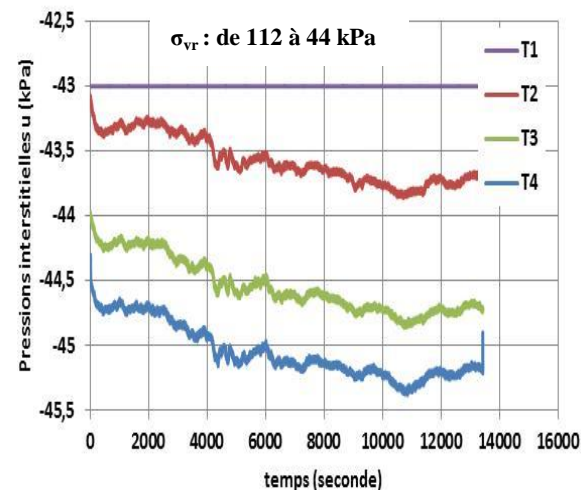
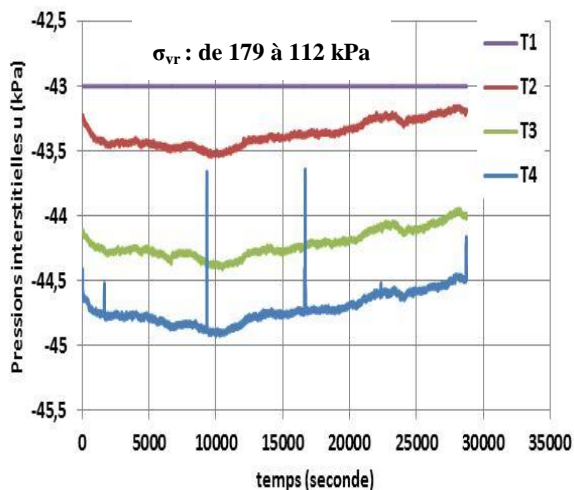
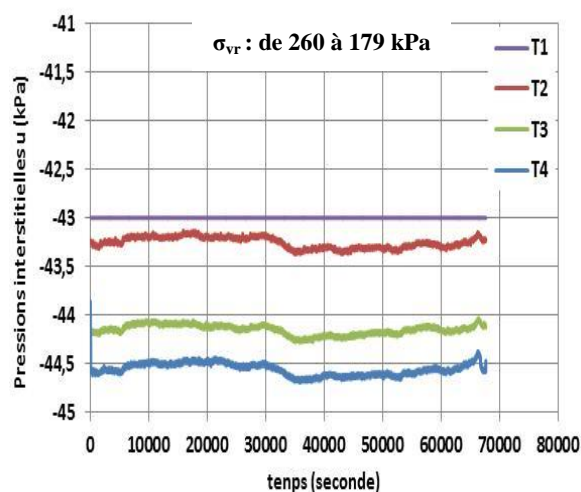
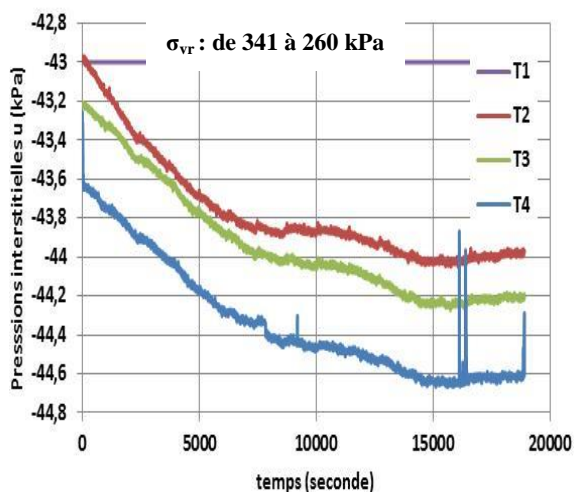
Essai 12-A

$\Psi$ (kPa)	$w$ (%)	$e$ (-)	$S_r$ (%)	$\theta$ (%)
0,01	25,33	0,6979	100,00	42,20933
5	25,16	0,6932	100,00	39,59371
10	24,68	0,6800	100,00	37,46153
20	24,46	0,6738	100,00	35,98836
30	24,21	0,6669	100,00	35,29688
40	23,84	0,6634	98,89	34,17246
43	23,45	0,6606	94,65	32,57302

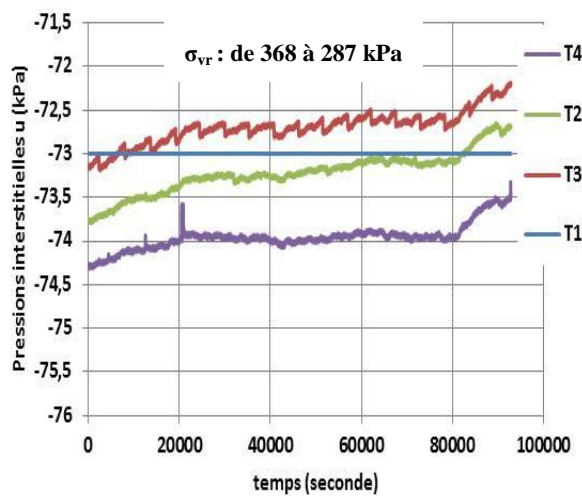
Essai 13-A

$\Psi$ (kPa)	$w$ (%)	$e$ (-)	$S_r$ (%)	$\theta$ (%)
0,1	25,12	0,6920	100,00	40,40
5	24,39	0,6917	100,00	39,25
10	24,22	0,6907	100,00	39,02
20	24,01	0,6891	100,00	38,71
30	23,15	0,6725	100,00	37,76
40	22,96	0,6689	100,00	37,53
50	22,07	0,6667	99,30	36,13
60	19,20	0,6647	83,68	31,47
70	16,44	0,6614	67,37	27,02
73	15,67	0,6586	62,49	25,80

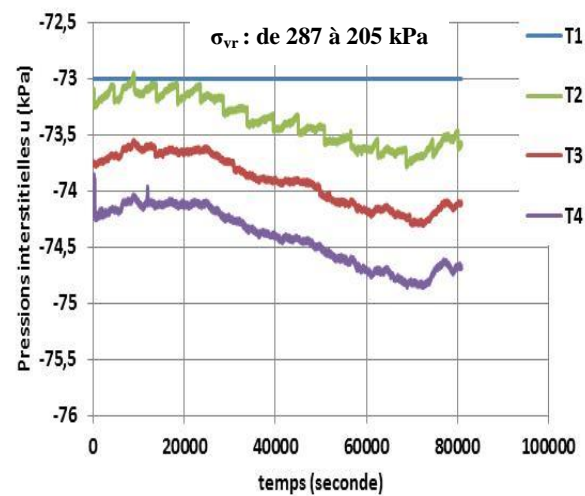
**ANNEXE 37: PRESSIONS INTERSTITIELLES POUR L'ESSAI DE  
COMPRESSION 12-B (SOUS UNE SUCCION CONSTANTE DE 43 KPa)  
GÉNÉRÉES LE LONG DE L'ÉPROUVETTE SOUS UN  
DÉCHARGEMENT AXIAL; A) PALIER 11; B) PALIER 12; C) PALIER 13;  
D) PALIER 14.**



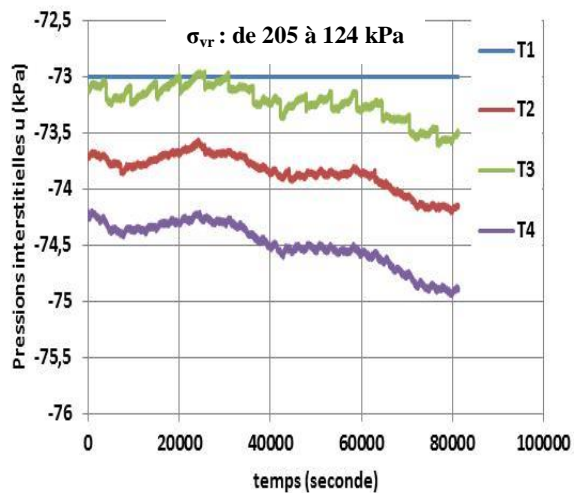
**ANNEXE 37 : PRESSIONS INTERSTITIELLES POUR L'ESSAI DE COMPRESSION 13 (SOUS UNE SUCCION CONSTANTE DE 73 KPa) GÉNÉRÉES LE LONG DE L'ÉPROUVETTE SOUS UN DÉCHARGEMENT AXIAL; A) PALIER 22; B) PALIER 23; C) PALIER 24; D) PALIER 25 (SUITE).**



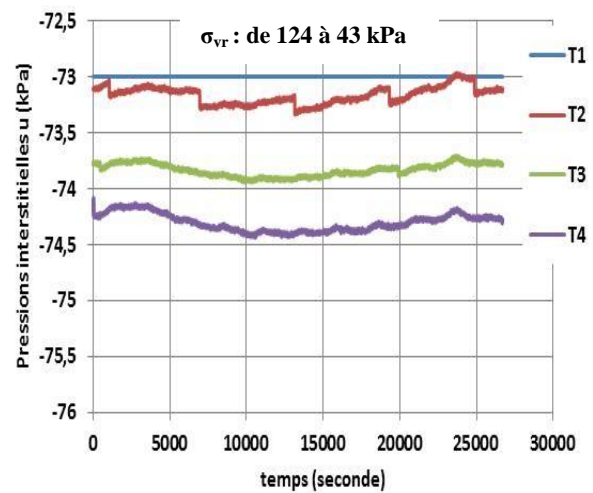
a)



b)



c)

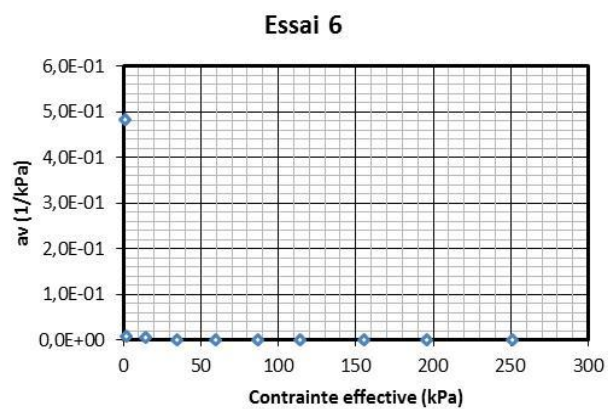
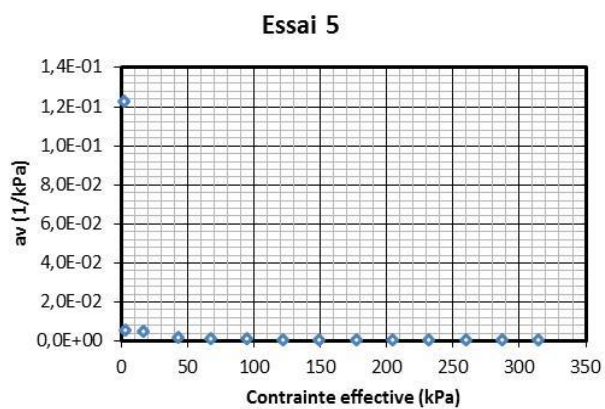
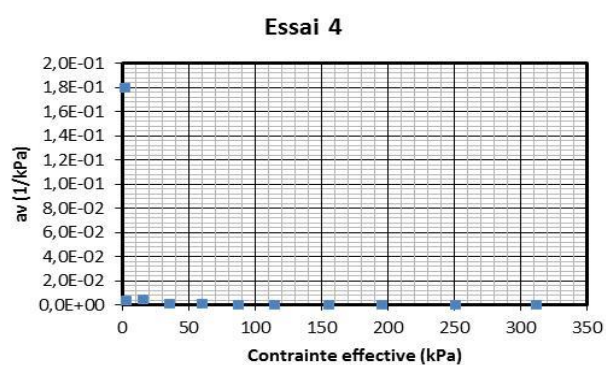
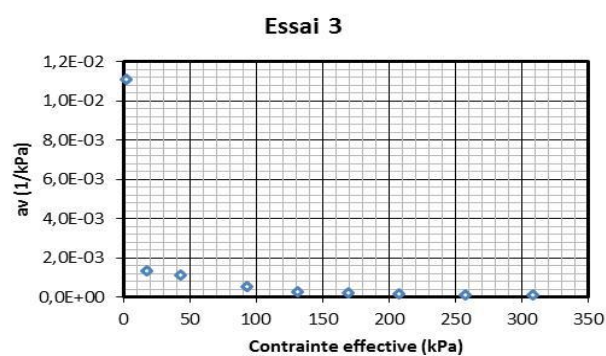
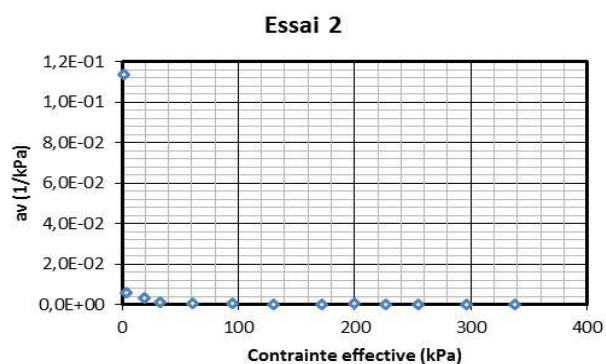
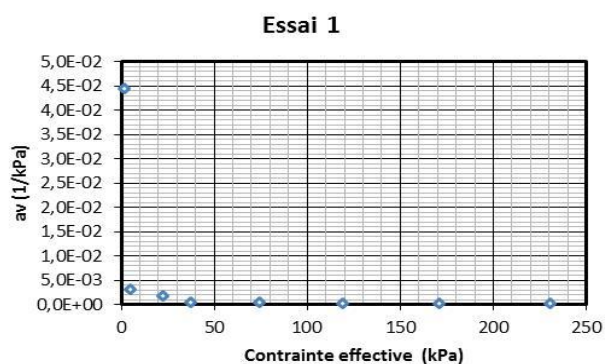


d)

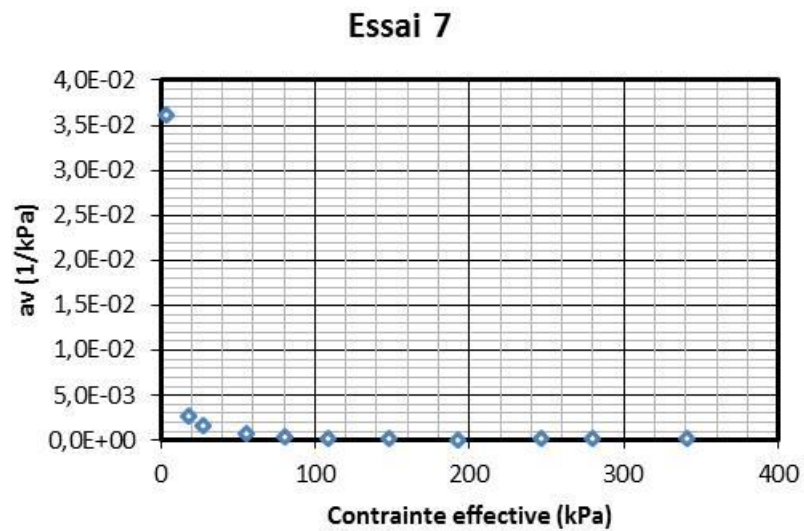


## ANNEXE 38 (DÉBUT): RELATION ENTRE LE COEFFICIENT DE COMPRESSIBILITÉ $A_v$ ET LA CONTRAINTE VERTICALE EFFECTIVE

Essais de compression 1 à 6



**ANNEXE 38: RELATION ENTRE LE COEFFICIENT DE  
COMPRESSIBILITÉ  $a_v$  ET LA CONTRAINTE VERTICALE EFFECTIVE  
(SUITE)**



## ANNEXE 39: EXEMPLE DE CALCUL DE $K_{SAT}$ PAR LES MODÈLES PRÉDICTIFS

- **Méthode de Kozeny-Carman (Chapuis et Aubertin, 2003) pour l'essai 6 (palier 3):**

$$\log(k) = 0,5 + \log\left(\frac{0,682^3}{2,75^2 * 278,55^2 * (1 + 0,682)}\right) = -4,002$$

Avec  $e = 0,682$  ; la surface spécifique  $S_s = 278,55 \text{ m}^2/\text{kg}$  et  $D_r = 2.75$

$$k = 9,89 \times 10^{-7} \text{ m/s} = 9.89 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$$

- **Méthode de Kozeny-Carman adaptée aux résidus miniers (Chapuis et Aubertin, 2003):**

$$\log(k) = 1,5 * \left[ 0,5 + \log\left(\frac{e^3}{G_s^2 S_s^2 (1 + e)}\right) \right] + 2$$

$$\log(k) = 1,5 * \left[ 0,5 + \log\left(\frac{0,682^3}{2,787^2 278,55^2 (1 + 0,682)}\right) \right] + 2 = -5,007$$

$$k = 9,83 \times 10^{-8} \text{ m/s} = 9,83 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$$

- **Méthode de Kozeny-Carman modifié (KCM) de Mbonimba et al. (2002) :**

$$k = C_G \frac{\gamma_w}{\mu_w} C_U^{\frac{1}{3}} d_{10}^2 \frac{e^{3+x}}{1 + e}$$

Avec  $C_G$  est une constante adimensionnelle  $C_G = 0,1$ ;  $\mu_w$  viscosité dynamique de l'eau ( $\mu_w = 10^{-3} \text{ Pa.s}^{-1}$  à  $20^\circ\text{C}$ ) ;  $\gamma_w$  poids unitaire de l'eau ( $9,81 \text{ kN/m}^3$ ) ;  $C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 10$  coefficient d'uniformité et  $x$  égale à 2,

$$k = 0,1 * \frac{9,81}{10^{-3}} 10^{0,33} * 0.00045^2 \frac{0,682^{3+2}}{1+0,682} = 3.75 \times 10^{-5} \text{ cm/s} = 3.75 \times 10^{-7} \text{ m/s}$$

**ANNEXE 40: INDICE DE COMPRESSION EN FONCTION DE L'INDICE  
DES VIDES SELON LES DEUX APPROCHES ; KHALILI ET KHABAZ  
(1998); ET FREDLUND ET RAHARDJO (1993).**

Essai 8

Palier	$\sigma_{vr}-u_a$ (kPa)	e (-)	$C_c$ (-) (Fredlund,1993)	$\Psi$ (kPa)	$\chi$ (-)	$C_c$ (-) (Khalili,1998)
4	40				1	
5	67	0,73	0,063	5	1	0,036
6	93	0,72	0,069	5	1	0,044
7	121	0,71	0,074	5	1	0,067
8	147	0,70	0,095	5	1	0,064
9	177	0,69	0,084	5	1	0,081
10	204	0,68	0,093	5	1	0,058
11	230	0,68	0,076	5	1	0,079
12	258	0,67	0,097	5	1	0,147
13	298	0,66	0,158	5	1	0,137
Moyenne			0,090	-----	-----	0,079

Essai 9

Palier	$\sigma_{vr}-u_a$ (kPa)	e (-)	$C_c$ (-) (Fredlund,1993)	$\Psi$ (kPa)	$\chi$ (-)	$C_c$ (-) (Khalili,1998)
4	39					
5	66	0,682	0,075	10	1	0,088
6	92	0,662	0,089	10	1	0,089
7	119	0,649	0,092	10	1	0,092
8	146	0,638	0,096	10	1	0,096
9	172	0,624	0,160	10	1	0,160
10	199	0,618	0,085	10	1	0,085
11	225	0,612	0,092	10	1	0,092
12	253	0,601	0,201	10	1	0,201
13	293	0,597	0,088	10	1	0,088
Moyenne			0,109	-----	-----	0,110

## Essai 10

Palier	$\sigma_{vr}-u_a$ (kPa)	e (-)	$C_c$ (-) (Fredlund,1993)	$\Psi$ (kPa)	$\chi$ (-)	$C_c$ (-) (Khalili,1998)
4	39			20	1	
5	66	0,692	0,055	20	1	0,032
6	93	0,685	0,050	20	1	0,037
7	120	0,679	0,047	20	1	0,038
8	146	0,675	0,051	20	1	0,043
9	176	0,669	0,072	20	1	0,063
10	220	0,658	0,119	20	1	0,107
11	285	0,646	0,098	20	1	0,091
Moyenne			0,070	-----	-----	0,059

## Essai 11

Palier	$\sigma_{vr}-u_a$ (kPa)	e (-)	$C_c$ (-) (Fredlund,1993)	$\Psi$ (kPa)	$\chi$ (-)	$C_c$ (-) (Khalili,1998)
5	54	0,731		30	1	
6	107	0,714	0,055	30	1	0,032
7	162	0,704	0,056	30	1	0,043
8	219	0,692	0,094	30	1	0,079
9	275	0,687	0,049	30	1	0,043
10	342	0,679	0,081	30	1	0,073
Moyenne			<b>0,067</b>	-----	-----	<b>0,054</b>

## Essai 12-B

Palier	$\sigma_{vr}-u_a$ (kPa)	e (-)	$C_c$ (-) (Fredlund,1993)	$\Psi$ (kPa)	$\chi$ (-)	$C_c$ (-) (Khalili,1998)
10	71	0,661		43	0,820	
11	112	0,649	0,055	43	0,820	0,042
12	152	0,635	0,070	43	0,820	0,046
13	206	0,627	0,063	43	0,820	0,087
14	287	0,612	0,109	43	0,820	0,081
15	341	0,599	0,095	43	0,820	0,076
Moyenne			0,07	-----	-----	0,066

## Essai 13-B

Palier	$\sigma_{vr}-u_a$ (kPa)	e (-)	$C_c$ (-) (Fredlund,1993)	$\psi$ (kPa)	$\chi$ (-)	$C_c$ (-) (Khalili,1998)
16	97	0,657		73	0,766	
17	138	0,652	0,034	73	0,766	0,017
18	192	0,645	0,045	73	0,766	0,029
19	246	0,638	0,071	73	0,766	0,053
20	314	0,625	0,120	73	0,766	0,096
21	368	0,624	0,016	73	0,766	0,013
Moyenne			0,057	-----	-----	0,042

**ANNEXE 41: COEFFICIENTS DE CHANGEMENT DE VOLUME  
CALCULÉS À PARTIR DES RÉSULTATS DE L'ESSAI DE RÉTENTION  
EN CELLULE DE PRESSION ( RÉSIDUS GOLDEX , SALEH-MBEMBA,  
2010) ET EN CELLULE TEMPE (RÉSIDUS CM).**

Résidus Goldex (Saleh-Mbemba, 2010)

$\Psi$ (kPa)	w (%)	e (-)	$\theta$ (%)	$S_r$ (%)	$m_2^w$ (1/kPa)	$m_2^s$ (1/kPa)
0,01	32,82	0,89	0,4702	100		
8	27,38	0,759	0,43226	99,8	4,75E-03	8,67E-03
15	25,98	0,721	0,41868	100,09	1,94E-03	2,87E-03
24	22,96	0,694	0,37752	92,82	4,57E-03	1,59E-03
50	20,56	0,69	0,33926	83,05	1,47E-03	8,14E-05
63	20,53	0,69	0,33664	81,977	2,02E-04	
71	17,65	0,687	0,29001	75,503	5,83E-03	1,98E-04
94	16,73	0,686	0,27384	67,619	7,03E-04	2,30E-05
96	14,33	0,687	0,23515	57,675	1,93E-02	
142	9,32	0,686	0,15012	36,521	1,85E-03	1,15E-05
146	8,97	0,685	0,14735	36,208	6,92E-04	1,32E-04
240	5,58	0,685	0,08601	21,12	6,53E-04	
260	5,43	0,685	0,08293	20,364	1,54E-04	
580	3,16	0,684	0,03636	8,924	1,46E-04	1,65E-06

Résidus CM

Cellule tempe	
$\Psi$ (kPa)	$m_2^w$ (kPa <sup>-1</sup> )
0,1	-
15,2	1,07E-03
25,1	2,71E-04
35,5	4,30E-04
45,0	1,32E-03
55,1	1,86E-03
99,7	2,26E-03

## ANNEXE 42 : ESTIMATION DE LA FONCTION DE PERMÉABILITÉ $K_w$ PAR LE MODÈLE DE MBONIMPA ET AL.2006B

Ce modèle est une combinaison du modèle de Kovács modifié (MK) pour prédire la courbe de rétention d'eau à partir des propriétés géotechnique de base, avec des modèles statistiques servant à estimer la fonction de conductivité hydraulique relative  $k_r = k_w / k_{sat}$ . Ce modèle a donné une bonne concordance avec les résultats expérimentaux d'essai de drainage pour des sols pulvérulents tiré de la littérature. Le code Matlab décrit a été corrigé par Medina(2014) (communication personnelle entre Mr Mbonimba et Mr Aubertin). On a utilisé l'option qui fonctionne avec le modèle statistique de Fredlund et al (1994).

La figure 1 (a-f) montre l'évaluation de la fonction  $k_w$  par utilisation du modèle prédictif et du code Matlab pour les essais 12-A et 13-A :

- Essai 12-A

- a) Relation  $S_r - \psi$

Pour l'essai 12-A, cette relation montre que le matériau reste saturé ( $S_r=100$ ) avec un accroissement de la succion de 0 à 30 kPa. Pour  $\psi > 30$  kPa, on constate le début de la désaturation à une pression d'entrée d'air  $\psi_a \sim 30$  kPa. La courbe de rétention prédite par le modèle prédictif Kovacs modifié passe par la totalité des résultats expérimentaux. La prédiction de la CRE est fait jusqu'à une succion de  $10^5$  kPa.

- b) Relation  $k_r - \psi$

La relation  $k_r - \psi$  montre l'évolution de la conductivité hydraulique relative et prédite en fonction de la succion. Pour  $0,01 < \psi < 164$  kPa, le coefficient  $k_r$  égale à 1 et  $S_r=100\%$ . Le coefficient  $k_w$  est alors le même que la conductivité hydraulique saturée. Pour  $\psi > 164$  kPa,  $k_r$  est inférieur à 1. Cela suggère que le début de la désaturation et que l'écoulement se produit dans un milieu poreux non saturé. Pour  $\psi=10^5$  kPa, le coefficient  $k_r$  va jusqu'à  $5,34 \cdot 10^{-15}$ .

- c) Relation  $k_w - \theta$

Cette relation montre l'évolution de la fonction  $k_w$  avec une diminution progressive de la teneur en eau volumique  $\theta$ . La teneur en eau volumique diminue avec un accroissement de la succion. Pour  $\theta=0,41$ ,  $k_w$  demeure constant à l'état saturé ( $S_r=1$ ) pour une valeur de



$1,94 \cdot 10^{-5}$  cm/s. Pour  $\theta < 0,41$ , c'est le début de désaturation,  $k_w$  diminue jusqu'à  $1,04 \cdot 10^{-19}$  cm/s.

- Essai 13-A

d) Relation  $S_r - \psi$

Pour  $\psi < 45$  kPa, le matériau demeure saturé ( $S_r=100$ ). Pour  $\psi > 45$  kPa, c'est le début de la désaturation à une pression d'entrée d'air  $\psi_a \sim 45$  kPa. La courbe de prédiction montre une bonne concordance avec la totalité des résultats expérimentaux obtenus de l'essai 13-A. La prédiction de la CRE est fait jusqu'à une succion environ de  $10^5$  kPa.

e) Relation  $k_r - \psi$

La relation  $k_r - \psi$  montre l'évolution de la conductivité hydraulique relative et prédite en fonction de la succion. Pour  $0,01 < \psi < 137$  kPa, le coefficient  $k_r$  égal à 1 ( $S_r=100\%$ ). Le coefficient  $k_w$  est alors le même que la conductivité hydraulique saturée. Pour  $\psi < 137$  kPa,  $k_r$  n'est plus égal à 1. Cela monte le début de la phase de désaturation et que l'écoulement se produit dans un milieu poreux non saturé. Pour  $\psi=10^5$  kPa, le coefficient  $k_r$  va jusqu'à  $8,10 \cdot 10^{-15}$ .

f) Relation  $k_w - \theta$

Pour  $\theta=0,39$ ,  $k_w$  demeure constant à l'état saturé ( $S_r=1$ ) pour une valeur de  $1,01 \cdot 10^{-5}$  cm/s. Pour  $\theta < 0,39$ ,  $k_w$  diminue jusqu'à  $8,16 \cdot 10^{-20}$  cm/s. La fonction  $k_w$  montre des valeurs plus faibles sous des conditions non saturées.

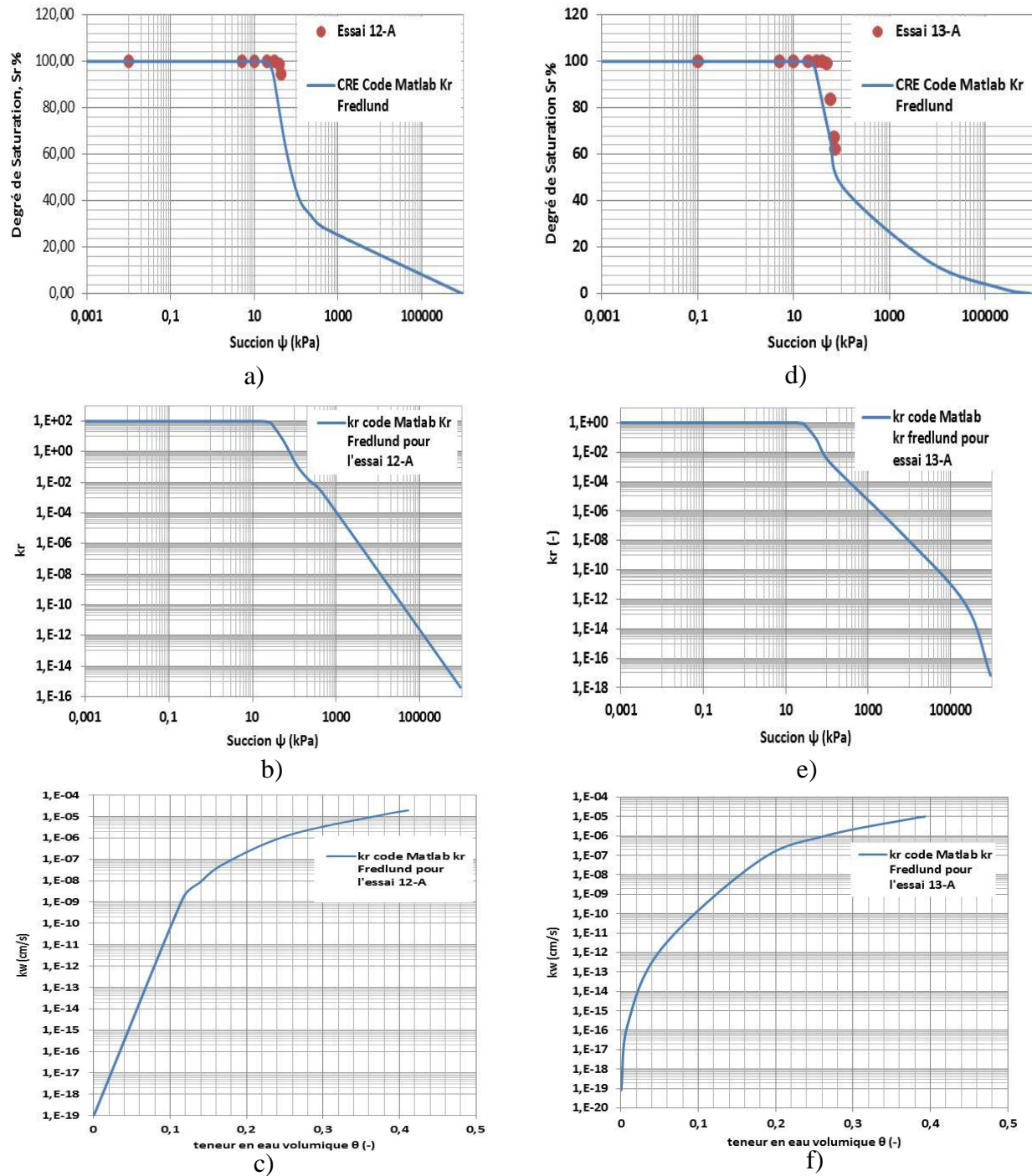


Figure A42 : Évaluation de la fonction  $k_w$  par utilisation du modèle et du code Matlab (Mbonimba et al.2006) pour les essais 12-A; a)  $S_r - \psi$  ; b)  $k_r - \psi$  ; c)  $k_w - \theta$  ; et 13-A; a)  $S_r - \psi$  ; b)  $k_r - \psi$  ; c)  $k_w - \theta$ .

### ANNEXE 43: VALEURS DU COEFFICIENT DE CONSOLIDATION DES RÉSIDUS NON SATURÉS

$c_v$  évalué par la méthode de Rahardjo (1990) pour un l'essai sous succion croissante 12-A (0-43 kPa) et l'essai de compression 12-B sous une succion constante de 43 kPa.

Essai	$\Psi$ (kPa)	$\sigma_{vr} - u_a$ (kPa)	$S_r$	$k_w$ (cm/s)	$m_2^w$ (kPa <sup>-1</sup> )	$\gamma_w$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c_v$ (cm <sup>2</sup> /s)
12-A	0,01	44	1	1,94E-05	-	-	-
	5	44	1	1,94E-05	5,24E-03	9,81	0,04
	10	44	1	1,94E-05	4,26E-03	9,81	0,05
	20	44	1	1,94E-05	1,47E-03	9,81	0,13
	30	44	1	1,94E-05	6,91E-04	9,81	0,29
	40	44	0,99	5,00E-06	1,12E-03	9,81	0,05
	43	44	0,95	3,20E-06	5,33E-03	9,81	6,12E-03
12-B	43	71	1,01	3,10E-06	5,95E-04	9,81	0,053
	43	112	1,03	3,05E-06	4,00E-05	9,81	0,777
	43	152	1	3,04E-06	1,78E-05	9,81	1,742
	43	206	1	3,03E-06	1,78E-05	9,81	1,736
	43	287	1	3,02E-06	4,45E-06	9,81	6,922
	43	341	1	3,00E-06	2,62E-05	9,81	1,165

### ANNEXE 43: VALEURS DU COEFFICIENT DE CONSOLIDATION NON SATURÉ (SUITE)

$c_v$  évalué par la méthode de XU (2011) pour essai de succion croissante 12-A (0-43 kPa) et l'essai de compression 12-B sous une succion imposée de 43 kPa.

Essai	$\Psi$ (kPa)	$\sigma_{vr} - u_a$ (kPa)	$S_r$	$k_w$ (cm/s)	$n$ (-)	$m^s$ (kPa <sup>-1</sup> )	$m^w$ (kPa <sup>-1</sup> )	$m^s + n \cdot l_v$ (kPa <sup>-1</sup> )	$c_v$ (cm <sup>2</sup> /s)
Essai 12-A	0,01	44	1	1,94E-05	0,356	-	-	-	-
	5	44	1	1,94E-05	0,355	2,64E-04	5,24E-03	2,13E-03	0,09
	10	44	1	1,94E-05	0,354	2,99E-04	4,26E-03	1,81E-03	0,11
	20	44	1	1,94E-05	0,351	3,06E-04	1,47E-03	8,23E-04	0,24
	30	44	1	1,94E-05	0,347	3,30E-04	6,91E-04	5,70E-04	0,35
	40	44	0,99	5,00E-06	0,346	1,70E-04	1,12E-03	5,58E-04	0,09
	43	44	0,95	3,200E-06	0,344	4,720E-04	5,331E-03	2,307E-03	1,494E-02
Essai 12-B	43	71	1,01	3,10E-06	0,338	2,11E-04	5,95E-04	4,12E-04	0,08
	43	112	1,03	3,05E-06	0,332	1,69E-04	4,00E-05	1,82E-04	0,17
	43	152	1	3,04E-06	0,327	1,05E-04	1,78E-05	1,10E-04	0,28
	43	206	1	3,03E-06	0,320	1,32E-04	1,78E-05	1,37E-04	0,23
	43	287	1	3,02E-06	0,314	7,76E-05	4,45E-06	7,90E-05	0,39
	43	341	1	3,00E-06	0,311	5,75E-05	2,62E-05	6,56E-05	0,47

## ANNEXE 43: VALEUR DU COEFFICIENT DE CONSOLIDATION DES RÉSIDUS NON SATURÉE (SUITE)

$c_v$  évalué par la méthode de Rahardjo (1990) pour essai a succion croissante 13\*A (0-73 kPa) et l'essai de compression 13-B sous une succion imposée de 73 kPa

Essai	$\Psi$ (kPa)	$\sigma_{vr} - u_a$ (kPa)	$S_r$	$k_w$ (cm/s)	$m^w$ (kPa <sup>-1</sup> )	$\gamma_w$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c_v$ (cm <sup>2</sup> /s)
13-A	5	70	1	1,01E-05	2,08E-03	9,81	0,049
	10	70	1	1,01E-05	4,61E-04	9,81	0,223
	20	70	1	1,01E-05	3,00E-04	9,81	0,343
	30	70	1	1,01E-05	1,20E-03	9,81	0,086
	40	70	1	1,01E-05	2,69E-04	9,81	0,382
	50	70	0,99	1,01E-05	1,25E-03	9,81	0,082
	60	70	0,84	1,50E-06	4,02E-03	9,81	0,004
	70	70	0,67	5,00E-07	3,86E-03	9,81	0,001
	73	70	0,62	2,80E-07	3,60E-03	9,81	0,001
13-B	73	97	0,62	2,65E-07	7,29E-05	9,81	0,037
	73	138	0,62	2,55E-07	2,27E-05	9,81	0,114
	73	192	0,61	2,35E-07	8,31E-05	9,81	0,029
	73	246	0,62	2,15E-07	1,83E-05	9,81	0,120
	73	314	0,62	1,85E-07	4,43E-05	9,81	0,043
	73	368	0,62	1,75E-07	4,26E-06	9,81	0,418

### ANNEXE 43: VALEURS DU COEFFICIENT DE CONSOLIDATION NON SATURÉ (SUITE)

$c_v$  évalué par la méthode Xu (2011) pour essai a succion croissante (0-73 kPa) et l'essai de compression sous une succion imposée de 73 kPa.

Essai	$\Psi$ (kPa)	$\sigma_{vr} - u_a$ (kPa)	$S_r$	$k_w$ (cm/s)	$n$ (-)	$m^s$ (kPa <sup>-1</sup> )	$m^w$ (kPa <sup>-1</sup> )	$m_2^s + n \cdot l_v$	$c_v$ (cm <sup>2</sup> /s)
Essai 13-A	5	70	1	1,01E-05	0,36	1,04E-04	2,08E-03	8,57E-04	1,20E-01
	10	70	1	1,01E-05	0,36	1,22E-04	4,61E-04	2,89E-04	3,55E-01
	20	70	1	1,01E-05	0,36	8,90E-05	3,00E-04	1,97E-04	5,21E-01
	30	70	1	1,01E-05	0,36	9,73E-04	1,20E-03	1,40E-03	7,31E-02
	40	70	1	1,01E-05	0,35	2,05E-04	2,69E-04	2,99E-04	3,43E-01
	50	70	0,99	1,01E-05	0,35	1,29E-04	1,25E-03	5,63E-04	1,84E-01
	60	70	0,84	1,50E-06	0,35	1,21E-04	4,02E-03	1,52E-03	1,20E-02
	70	70	0,67	5,00E-07	0,35	2,23E-04	3,86E-03	1,56E-03	4,86E-03
	73	70	0,62	2,80E-07	0,34	5,54E-04	3,60E-03	1,79E-03	2,55E-03
Essai 13-B	73	97	0,62	2,65E-07	0,34	3,79E-05	7,29E-05	6,28E-05	6,93E-02
	73	138	0,62	2,55E-07	0,34	7,45E-05	2,27E-05	8,22E-05	5,08E-02
	73	192	0,61	2,35E-07	0,34	6,91E-05	8,31E-05	9,72E-05	4,01E-02
	73	246	0,62	2,15E-07	0,33	8,28E-05	1,83E-05	8,90E-05	3,98E-02
	73	314	0,62	1,85E-07	0,33	8,40E-05	4,43E-05	9,86E-05	3,09E-02
	73	368	0,62	1,75E-07	0,32	4,32E-05	4,26E-06	4,46E-05	6,44E-02

**ANNEXE 44 : TEMPS DE GÉNÉRATION DES PRESSIONS  
INTERSTITIELLES EN EXCÈS ET LE TEMPS À L'ÉQUILIBRE  
HYDROSTATIQUE MESURÉ POUR LES ESSAIS DE COMPRESSIONS 8  
À 11, 12-B À 13-B ET 12-A À 13-A**

Essai 8

Paliers	$\sigma_{vr} - u_a$ (kPa)	$\Delta\sigma_{vr}$ (kPa)	$\Psi$ (kPa)	temps pour générer les pressions (sec)	temps à l'équilibre hydrostatique (sec)
4	40		5	175	40000
5	67	27	5	105	45000
6	93	27	5	109	25000
7	121	27	5	70	50000
8	147	27	5	61	20000
9	177	29	5	80	60000
10	204	27	5	78	20000
11	230	26	5	182	65000
12	258	28	5	251	50000
13	298	40	5	116	100000

Essai 9

Paliers	$\sigma_{vr} - u_a$ (kPa)	$\Delta\sigma_{vr}$ (kPa)	$\Psi$ (kPa)	temps pour générer les pressions (sec)	temps à l'équilibre hydrostatique (sec)
4	39		10	65	60000
5	66	26	10	75	70000
6	92	27	10	70	50000
7	119	27	10	70	70000
8	146	27	10	70	70000
9	172	26	10	464	50000
10	199	27	10	105	19000
11	225	26	10	45	25000
12	253	28	10	25	15000
13	293	40	10	10	100000

Essai 10

Paliers	$\sigma_{vr} - u_a$ (kPa)	$\Delta\sigma_{vr}$ (kPa)	$\Psi$ (kPa)	temps pour générer les pressions (sec)	temps à l'équilibre hydrostatique (sec)
4	39		20	480	10000
5	66	27	20	325	50000
6	93	27	20	314	20000
7	120	27	20	235	50000
8	146	27	20	229	50000
9	176	29	20	230	70000
10	220	44	20	310	70000
11	285	66	20	190	50000

Essai 11

Paliers	$\sigma_{vr} - u_a$ (kPa)	$\Delta\sigma_{vr}$ (kPa)	$\Psi$ (kPa)	temps pour générer les pressions (sec)	temps à l'équilibre hydrostatique (sec)
5	54		30	3729	95000
6	107	53	30	2544	95000
7	162	55	30	2944	95000
8	219	57	30	3079	85000
9	275	56	30	3014	60000
10	342	67	30	2600	65000

Essai 12-B

Paliers	$\sigma_{vr} - u_a$ (kPa)	$\Delta\sigma_{vr}$ (kPa)	$\Psi$ (kPa)	temps pour générer les pressions (sec)	temps à l'équilibre hydrostatique (sec)
10	71	27	43	1545	80000
11	112	41	43	1400	60000
12	152	41	43	6553	70000
13	206	54	43	1164	80000
14	287	81	43	1129	20000
15	341	54	43	1530	70000



## Essai 13-B

Paliers	$\sigma_{vr} - u_a$ (kPa)	$\Delta\sigma_{vr}$ (kPa)	$\Psi$ (kPa)	temps pour générer les pressions (sec)	temps à l'équilibre hydrostatique (sec)
16	97		73	39000	170000
17	138	41	73	26789	95000
18	192	54	73	21770	50000
19	246	54	73	30000	90000
20	314	68	73	21785	90000

## Essai 12-A

Paliers	$\sigma_{vr} - u_a$ (kPa)	$\Psi$ (kPa)	temps pour générer les pressions (sec)	temps à l'équilibre hydrostatique (sec)
4	44	5		
5	44	10		
6	44	20	7000	75000
7	44	30	10000	15000
8	44	40	10000	90000
9	44	43	13000	100000

## Essai 13-A

Paliers	$\sigma_{vr-ua}$ ( kPa)	$\Psi$ ( kPa)	temps pour générer les pressions (sec)	temps à l'équilibre hydrostatique (sec)
6	70	0	1800	76000
7	70	5	1150	60000
8	70	10	6000	60000
9	70	20	5000	80000
10	70	30	17000	45000
11	70	40	20000	80000
12	70	50	40000	165000
13	70	60	250000	400000
14	70	70	400000	600000
15	70	73	600000	650000